



Pedro Daniel Mendes Freire

Licenciado em Ciências da Engenharia Civil

ANÁLISE EXPERIMENTAL DE UM MURETE DE ALVENARIA DE PEDRA TRADICIONAL REFORÇADO COM CONFINAMENTO TRANSVERSAL ANELAR POR FITAS METÁLICAS

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil – Perfil de Construção

Orientador: Prof. Doutor Fernando Farinha da Silva Pinho
Co-orientador: Prof. Doutor Válder José da Guia Lúcio



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Novembro 2011

AGRADECIMENTOS

Agradeço aqui a todos os que contribuíram para o desenvolvimento deste trabalho.

Ao Professor Fernando Pinho e ao Professor Válder Lúcio pela disponibilidade, orientação e apoio demonstrados ao longo deste percurso.

Ao Engenheiro Hugo Biscaia pela disponibilidade e auxílio na instrumentação do ensaio.

A todos os colegas, em especial ao Pedro Rodrigues e à Ana Piedade, pelo espírito de equipa e ajuda prestada nos trabalhos laboratoriais.

Um agradecimento também aos técnicos do laboratório de estruturas do Departamento Engenharia Civil (DEC), Sr. José Gaspar e Sr. Jorge Silvério, pelo auxílio prestado no decorrer dos trabalhos.

Agradeço igualmente à Dra. Helena Gomes pela ajuda na revisão do texto.

À minha família, em especial aos meus pais, pelo apoio, carinho e condições que me proporcionaram ao longo do meu percurso académico.

A todos os meus amigos, dentro e fora da faculdade, pela amizade, incentivo e força que me deram ao longo destes últimos meses.

À Sara, em especial, pelo carinho e dedicação transmitidos.

RESUMO

A presente dissertação enquadra-se na sequência de uma investigação desenvolvida no Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa (FCT/UNL), tendo como objectivo o estudo relativo ao comportamento mecânico de modelos de alvenaria de pedra tradicional (designada também por alvenaria de pedra irregular ou alvenaria ordinária), simples ou reforçada.

Muitos dos edifícios antigos contêm paredes em alvenaria de pedra, necessitando de intervenções de reabilitação e reforço, de modo a torná-los funcionais e seguros face às exigências actuais ou em resultado de anomalias sofridas.

Neste trabalho apresenta-se informação sobre o comportamento mecânico dos muretes de alvenaria de pedra, reforçados com confinamento transversal anelar por fitas metálicas, e a sua possível aplicação em casos reais.

A dissertação encontra-se dividida em duas partes organizadas em sete capítulos. Na primeira parte, resultante de uma pesquisa bibliográfica, são apresentadas as principais características dos edifícios antigos, as suas anomalias mais comuns e as técnicas de reabilitação mais utilizadas. Posteriormente, são analisados alguns trabalhos de investigação do mesmo domínio. A segunda parte corresponde à componente prática realizada no decorrer deste trabalho.

De seguida, são apresentados os resultados obtidos e comparados com os resultados dos trabalhos anteriormente realizados nesta investigação. Por fim, apresentam-se as conclusões retiradas e as propostas para os desenvolvimentos futuros.

Palavras-chave: Edifício antigo, alvenaria de pedra tradicional, reabilitação, confinamento transversal, fita metálica

ABSTRACT

The present dissertation is part of a research work conducted in the Department of Civil Engineering of Faculdade de Ciências e Tecnologia of Universidade Nova de Lisboa (FCT / UNL), with the aim of the study on the mechanical behaviour of traditional stone masonry models (also called irregular stone masonry or ordinary masonry), simple or reinforced.

Many of the ancient buildings are made of stone masonry, requiring rehabilitation and strengthening interventions, in order to make them functional and safe, according to the current requirements or as a result of anomalies suffered.

This work presents information about the mechanical behaviour of a stone masonry wall, reinforced with transverse ring confinement by metal strips, and its possible application in real cases.

The dissertation was divided in two parts, organized in seven chapters. Part I presents a bibliographic review about the main features of ancient buildings, their most common anomalies and rehabilitation techniques currently used. Afterwards, some other research works on this area are analysed. Part II describes the practical component done during this work.

Then, the results are presented and compared with the ones of studies previously conducted in this investigation. Finally, drawn conclusions and proposals for future development are presented.

Key-words: Ancient building, traditional stone masonry, rehabilitation, transverse confinement, metal strip

ÍNDICE DO TEXTO

Capítulo 1 - INTRODUÇÃO

1.1.	Enquadramento.....	1
1.2.	Objectivos.....	2
1.3.	Estrutura do trabalho	3

Capítulo 2 - CARACTERIZAÇÃO DE EDIFÍCIOS ANTIGOS

2.1.	Introdução	5
2.2.	Enquadramento histórico	5
2.3.	Construções de alvenaria de pedra	7
2.3.1.	Paredes de alvenaria de pedra tradicional	7
2.3.2.	Fundações.....	10
2.4.	Anomalias em paredes de edifícios antigos.....	12
2.5.	Anomalias em fundações	18
2.6.	Técnicas de consolidação e reforço de paredes de edifícios antigos	19

Capítulo 3 - TRABALHOS EXPERIMENTAIS DE REFERÊNCIA

3.1.	Introdução	39
3.2.	Trabalhos experimentais	39

Capítulo 4 - TRABALHO EXPERIMENTAL

4.1.	Introdução	87
4.2.	Descrição do modelo experimental a ensaiar.....	87
4.2.1.	Colocação do murete no laboratório de estruturas do DEC	88
4.2.2.	Execução dos furos transversais para passagem das fitas metálicas	88
4.2.3.	Colocação das fitas metálicas	89
4.2.4.	Execução das almofadas de argamassa	91
4.2.5.	Furação do lintel e da base do murete	92
4.2.6.	Injecção de calda nos furos.....	93
4.3.	Fitas metálicas	94
4.3.1.	Aço Inox	95

4.3.2.	Ensaio de tracção realizados às fitas metálicas	96
4.3.3.	Instrumentação das fitas metálicas	98
4.4.	Aspecto final do murete	99
 Capítulo 5 - ENSAIO REALIZADO SOBRE O MURETE		
5.1.	Introdução	101
5.2.	Sistema de ensaio de compressão axial	101
5.3.	Instrumentação do ensaio	103
5.4.	Comportamento mecânico do murete durante o ensaio	105
5.5.	Comportamento das fitas metálicas.....	107
5.6.	Determinação da profundidade de carbonatação.....	110
 Capítulo 6 - APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS		
6.1.	Introdução	113
6.2.	Apresentação de resultados do murete M40	113
6.3.	Comparação de resultados	114
 Capítulo 7 - CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS		
7.1.	Síntese final	121
7.2.	Conclusões e comentários finais	122
7.3.	Desenvolvimentos futuros.....	122
 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS		125
 Anexo - SÍNTESE DA CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS UTILIZADOS NA CONSTRUÇÃO DOS MURETES		131

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 - Edifício com paredes de taipa	5
Fig. 2.2 - Elementos característicos da construção pombalina	6
Fig. 2.3 - Classificação da secção das paredes em alvenaria de pedra segundo o número de panos	8
Fig. 2.4 - Exemplo de parede de frontal e de paredes resistentes exteriores	9
Fig. 2.5 - Exemplos de paredes de compartimentação	10
Fig. 2.6 - Exemplo de fundações directas	11
Fig. 2.7 - Exemplos de fundações indirectas	12
Fig. 2.8 - Exemplos da desagregação na alvenaria	14
Fig. 2.9 - Apoio de vigas na alvenaria	15
Fig. 2.10 - Fendilhação em edifício de alvenaria de pedra	15
Fig. 2.11 - Abaulamento de parede por fendilhação vertical	16
Fig. 2.12 - Esquema do mecanismo de formação de eflorescências e criptoflorescências	17
Fig. 2.13 - Exemplo de dois edifícios na baixa de Lisboa com mais pisos do que o previsto originalmente	19
Fig. 2.14 - Injecção de caldas sob pressão	22
Fig. 2.15 - Injecção por gravidade	23
Fig. 2.16 - Exemplos de injecção por vácuo a estátuas de pedra	23
Fig. 2.17 - Representação esquemática de pregagem	25
Fig. 2.18 - Representação esquemática de pregagens costura	25
Fig. 2.19 - Esquema ilustrativo de reforço de alvenaria com reticelo cimentado	26
Fig. 2.20 - Representação esquemática de conectores	26
Fig. 2.21 - Exemplo de aplicação de confinamento transversal contínuo	27
Fig. 2.22 - Exemplos de cintagem de edifícios	28
Fig. 2.23 - Esquema ilustrativo do refechamento de juntas	28
Fig. 2.24 - Exemplo de refechamento de juntas, Guimarães	29
Fig. 2.25 - Desmonte e reconstrução de alvenaria de pedra	30
Fig. 2.26 - Execução de reboco armado	31
Fig. 2.27 - Encamisamento com betão projectado em alvenaria de pedra	32
Fig. 2.28 - Aplicação de pré-esforço no reforço da Torre do Relógio, Santarém	32
Fig. 2.29 - Reforço de paredes através da aplicação de materiais compósitos	33
Fig. 2.30 - Injecções sob a base de fundação	35

Fig. 2.31 - Recalçamento de fundação em duas fases	36
Fig. 2.32 - Consolidação de fundações com microestacas	37
Fig. 2.33 - Demolição de todo o interior e manutenção da fachada.....	37
Fig. 3.1 - Modelos experimentais ensaiados à compressão axial por J. Carvalho	41
Fig. 3.2 - Diagrama de tensões-extensões da parede de argamassa de cal aérea	42
Fig. 3.3 - Diagrama de tensões-extensões da parede de argamassa de cal hidráulica	43
Fig. 3.4 - Remoção e transporte dos painéis para o LESE	43
Fig. 3.5 - Sistema de ensaio utilizado por C. Almeida <i>et al.</i>	44
Fig. 3.6 - Diagramas tensão-deformação obtidos no estudo de C. Almeida <i>et al.</i>	45
Fig. 3.7 - Aspecto da alvenaria estudada no trabalho de P. Lourenço <i>et al.</i>	46
Fig. 3.8 - Ensaio duplo com macacos planos realizado por P. Lourenço <i>et al.</i>	46
Fig. 3.9 - Dispositivo de ensaio cíclico da parede de adobe em laboratório	47
Fig. 3.10 - Diagrama força-deslocamento no topo da parede de H. Varum <i>et al.</i>	48
Fig. 3.11 - Parede ensaiada in situ por H. Varum <i>et al.</i>	49
Fig. 3.12 - Modelos experimentais de D. Oliveira <i>et al.</i>	50
Fig. 3.13 - Sistema de ensaio utilizado no trabalho de D. Oliveira <i>et al.</i>	50
Fig. 3.14 - Modelo à escala real de um edifício de alvenaria de pedra	52
Fig. 3.15 - Reforço do modelo com rede polimérica e argamassa de fibra.....	52
Fig. 3.16 - Danos ocorridos após a primeira fase dos ensaios realizados por R. Bairrão <i>et al.</i> ...	53
Fig. 3.17 - Danos ocorridos após a segunda fase dos ensaios realizados por R. Bairrão <i>et al.</i>	53
Fig. 3.18 - Construção dos muretes	54
Fig. 3.19 - Local de armazenamento dos muretes.....	55
Fig. 3.20 - Fases finais dos ensaios M21, M32, M43 realizados por F. Pinho.....	56
Fig. 3.21 - Diagrama força - deslocamento e tensão - deformação dos muretes simples M43, M21, M32.....	57
Fig. 3.22 - Configuração da solução de reforço I de F. Pinho	58
Fig. 3.23 - Diagrama força - deslocamento e tensão - deformação dos muretes com a solução de reforço I (M41, M44, M28).....	58
Fig. 3.24 – Configuração da solução de reforço IV de F. Pinho	59
Fig. 3.25 - Diagrama força - deslocamento dos muretes reforçados com a solução de reforço IV (M34, M29, M27)	60
Fig. 3.26 - Murete ensaiado por H. Morais.....	61
Fig. 3.27 - Diagrama força – deslocamento e tensão - deformação obtido por H. Morais	61

Fig. 3.28 - Murete ensaiada por M. Fonseca	62
Fig. 3.29 - Diagrama força – deslocamento e tensão - deformação obtido por M. Fonseca	63
Fig. 3.30 - Murete ensaiado por J. Correia	63
Fig. 3.31 - Diagrama força – deslocamento e tensão - deformação obtido por J. Correia	64
Fig. 3.32 - Murete ensaiado por P. Rodrigues	65
Fig. 3.33 - Diagrama força – deslocamento e tensão - deformação obtido por P. Rodrigues	65
Fig. 3.34 - Diferentes tipos de reforço aplicados no estudo de M. Sorour <i>et al.</i>	67
Fig. 3.35 - Sistema de ensaio utilizado por M. Sorour <i>et al.</i>	68
Fig. 3.36 - Danos ocorridos nos modelos experimentais de M. Sorour <i>et al.</i>	68
Fig. 3.37 - Aplicação do sistema CAM na reabilitação de um edifício	69
Fig. 3.38 - Modelos experimentais de M. Dolce <i>et al.</i> antes de ensaiados	70
Fig. 3.39 - Ensaios de compressão a painéis e colunas realizados por M. Dolce <i>et al.</i>	70
Fig. 3.40 - Modelos experimentais ensaiados por D. Estévez	72
Fig. 3.41 - Sistema de ensaio utilizado por D. Estévez	72
Fig. 3.42 - Danos nos modelos experimentais ensaiados por T. Shashi e A. Pankaj	74
Fig. 3.43 - Tipos de alvenaria estudados por M. Valluzzi <i>et al.</i>	75
Fig. 3.44 - Resultados dos ensaios sónicos realizados por M. Valluzzi <i>et al.</i>	77
Fig. 3.45 - Resultado dos ensaios sónicos antes e após a consolidação das paredes	78
Fig. 3.46 - Resultados dos ensaios sónicos para diferentes espessuras	78
Fig. 3.47 - Modelo experimental a ensaiar de T. Akhi <i>et al.</i>	79
Fig. 3.48 - Sistema de ensaio adoptado por T. Akhi <i>et al.</i>	80
Fig. 3.49 - Modelos experimentais ensaiados por G. Magenes <i>et al.</i>	81
Fig. 3.50 - Diagrama tensão-deformação de uma amostra ensaiada à compressão vertical	81
Fig. 3.51 - Ambiente de ensaio e resultados obtidos por G. Magenes <i>et al.</i>	82
Fig. 3.52 - Modelos utilizados nos testes representativos L. Stempniewski <i>et al.</i>	83
Fig. 3.53 – Diagramas força-deslocamento obtidos por L. Stempniewski <i>et al.</i>	83
Fig. 3.54 - Ensaio de estrutura em mesa sísmica realizado por L. Stempniewski <i>et al.</i>	84
Fig. 4.1 - Representação esquemática do murete M40 antes de ser reforçado	88
Fig. 4.2 - Furação do murete para aplicação do reforço	89
Fig. 4.3 - Disposição das fitas metálicas de acordo com a solução de reforço IV de F. Pinho	90
Fig. 4.4 - Rede de metal distendido	90
Fig. 4.5 - Elementos necessários ao aperto das fitas metálicas	91
Fig. 4.6 - Execução das almofadas de argamassa	92

Fig. 4.7 - Furação do lintel	92
Fig. 4.8 - Colocação de varões roscados na base do murete	93
Fig. 4.9 - Injecção de calda no murete.....	94
Fig. 4.10 - Aplicação das fitas metálicas em infra-estruturas	94
Fig. 4.11 - Fitas metálicas utilizadas no presente trabalho	95
Fig. 4.12 - Relação entre resistência mecânica e resistência à corrosão	96
Fig. 4.13 - Ensaio de tracção realizado às fitas metálicas	97
Fig. 4.15 - Disposição dos extensómetros nas fitas metálicas	98
Fig. 4.14 - Diagrama força-deslocamento obtido nos ensaios de tracção	98
Fig. 4.16 - Instrumentação das fitas metálicas	99
Fig. 4.17 - Murete M40 antes da realização do ensaio.....	99
Fig. 5.1 - Sistema de ensaio com o murete M40	101
Fig. 5.2 - Representação esquemática do sistema de ensaio	102
Fig. 5.3 - Aquisição de dados durante o ensaio	103
Fig. 5.4 - Bomba hidráulica e data logger utilizados no ensaio.....	104
Fig. 5.5 - Diagrama da história de carga do ensaio à compressão axial sobre o murete M40 ..	105
Fig. 5.6 - Ensaio de compressão axial sobre o murete M40	106
Fig. 5.7 - Diagrama deformação vertical do murete – extensão das fitas.....	107
Fig. 5.8 - Diagrama força vertical no murete – extensão das fitas metálicas.....	109
Fig. 5.9 - Medição da profundidade de carbonatação do murete	110
Fig. 5.10 - Diagrama profundidade de carbonatação – tempo	111
Fig. 5.11 - Representação esquemática da área carbonatada	112
Fig. 6.1 - Diagrama força – deslocamento e tensão – extensão do murete M40	113
Fig. 6.2 - Diagrama comparativo das tensões máximas registadas.....	115
Fig. 6.3 - Diagrama comparativo de extensões na força máxima	116
Fig. 6.4 - Diagrama comparativo entre a área carbonatada e a tensão máxima	118
Fig. I.1 - Curvas granulométricas das areias utilizadas na argamassa de assentamento	134

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1.1 - Distribuição de edifícios em Portugal por época de construção	2
Tabela 2.1 - Evolução construtiva na cidade de Lisboa	7
Tabela 3.1 - Trabalhos de investigação nacionais.....	40
Tabela 3.2 - Resumo das características dos modelos ensaiados à compressão axial por J. Carvalho	41
Tabela 3.3 - Valores considerados por J. Carvalho	42
Tabela 3.4 - Características físicas e mecânicas dos principais constituintes dos muretes	55
Tabela 3.5 - Resultados registados nos muretes de referência de F. Pinho	57
Tabela 3.6 - Resultados verificados nos ensaios da solução de reforço I de F. Pinho.....	59
Tabela 3.7 - Resultados obtidos para a solução de reforço IV de F. Pinho	60
Tabela 3.8 - Trabalhos de investigação internacionais	66
Tabela 3.9 - Síntese dos resultados obtidos nos ensaios aos painéis de M. Dolce <i>et al.</i>	71
Tabela 3.10 - Sistema de reforço e resultados obtidos por D. Estévez	73
Tabela 3.11 - Modelos de alvenaria de pedra testados por T. Shashi e A. Pankaj	74
Tabela 3.12 - Características dos edifícios e casos de estudo ensaiados por M. Valluzzi <i>et al.</i>	76
Tabela 3.13 - Síntese dos resultados experimentais obtidos por G. Magenes <i>et al.</i>	82
Tabela 3.14 - Síntese de alguns dos resultados obtidos nos trabalhos de investigação analisados	85
Tabela 4.1 - Resultados obtidos nos ensaios de tracção à fita Bandimex.....	97
Tabela 5.1 - Siglas de identificação dos elementos do ensaio	104
Tabela 5.2 - Síntese dos resultados registados pelas fitas metálicas.....	108
Tabela 5.3 - Medições de carbonatação realizadas à argamassa do murete	110
Tabela 6.1- Síntese dos resultados obtidos até ao momento na FCT/UNL.....	114
Tabela 6.2 - Comparação entre a profundidade de carbonatação dos muretes	117
Tabela 6.3 - Relação entre a área carbonatada e a resistência mecânica	118

Tabela I.1 - Composição química da pedra calcária.....	133
Tabela I.2 - Análise granulométrica da areia de rio e de areeiro	134
Tabela I.3 - Características físicas das areias	135
Tabela I.4 - Composição química das areias	135
Tabela I.5 - Granulometria da cal aérea	136
Tabela I.6 - Composição química da cal aérea.....	136
Tabela I.7 - Características físicas e mecânicas da argamassa de assentamento endurecida	137

SIMBOLOGIA

FCT	Faculdade de Ciências e Tecnologia
UNL	Universidade Nova de Lisboa
DEC	Departamento de Engenharia Civil
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
FRP	Fiber Reinforced Polymer (polímeros reforçados com fibra)
CFRP	Carbon Fiber Reinforced Polymer (polímeros reforçados com fibra de carbon)
GFRP	Glass Fiber Reinforced Polymer (polímeros reforçados com fibra de vidro)
AFRP	Aramid Fiber Reinforced Polymer (polímeros reforçados com fibras de aramida)
EC6	Eurocódigo 6 (EN 1996) – Projecto de estruturas de alvenaria
AISI	American Iron and Steel Institute
INE	Instituto Nacional de Estatística
RGEU	Regulamento Geral das Edificações Urbanas
LabDEC	Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil
D	Máxima dimensão do agregado

INTRODUÇÃO

1.1. Enquadramento

O presente trabalho insere-se no âmbito de um estudo desenvolvido no Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa (DEC-FCT/UNL), sobre o comportamento mecânico de modelos de alvenaria de pedra tradicional, simples ou com aplicação de reforço, iniciado com a Tese de Doutoramento do orientador científico desta dissertação [51].

Desde muito cedo existiram preocupações com a conservação e manutenção do património arquitectónico. No entanto, estas primeiras iniciativas eram dirigidas apenas para os monumentos tais como palácios, castelos e igrejas, não englobando os centros históricos [5].

Nos anos 80 do século XX começaram a surgir as primeiras preocupações com esta temática, estimando-se na altura em cerca de 400.000 os fogos necessitados de obras de conservação ou reabilitação. Na época em questão estava enraizada a construção em Betão Armado, levando ao progressivo desconhecimento dos materiais e tecnologias empregues nos edifícios antigos. Esta situação resultou no desinteresse global do meio técnico, incluindo o Ensino, pela Conservação e Reabilitação, ficando esta actividade restringida a pequenos construtores com conhecimentos e mão-de-obra relativamente especializada [5].

Actualmente assiste-se a um decréscimo acentuado na construção de novos edifícios, não só devido à situação económico-financeira que o mercado atravessa, mas também ao excesso de concentração populacional em redor dos grandes centros urbanos. Desta forma, torna-se importante reabilitar o património já existente, revitalizando os centros históricos e melhorando também a qualidade de vida dos seus habitantes.

Comparando o parque habitacional de Portugal com o de outros países europeus, pode-se afirmar que este é relativamente recente e que já existe no mercado um excesso de habitações face às necessidades e expectativas de crescimento da população [36].

Estudos realizados pelo Instituto Nacional de Estatística (INE) indicam que em 2009 existiam cerca de 5,7 milhões de alojamentos em Portugal. De acordo com os Censos 2001 existiam em Portugal cerca de 3.650.757 famílias em Portugal, o que perfaz uma média de 1,6 fogos por família, evidenciando o excedente habitacional em Portugal [30, 31].

Com base nos Recenseamentos Gerais da Habitação apresenta-se na tabela 1.1 a distribuição de edifícios em Portugal, segundo a época de construção.

Tabela 1.1 - Distribuição de edifícios em Portugal por época de construção [55]

Edifícios em Portugal por Época de Construção							
Anterior a 1919	1919-1945	1946-1960	1961-1970	1971-1980	1981-1990	1991-2001	Total
253.880	344.936	357.042	395.262	553.349	648.930	606.644	3.160.043

Assim sendo, faz sentido apostar cada vez mais na reabilitação do edificado existente, mantendo a população residente nos centros históricos, reduzindo as grandes concentrações populacionais em redor das cidades [67].

Para além de todos os benefícios inerentes à reabilitação, como a melhoria de qualidade de vida ou a preservação do património e história das cidades, a aposta na reabilitação permite inverter o fluxo relativo ao excesso de construção nova dos últimos anos.

Em termos de regulamentação nacional relativo ao projecto de estruturas de alvenaria, actualmente ainda se recorre ao Regulamento Geral das Edificações Urbanas (RGEU). Aguarda-se a entrada em vigor do “Eurocódigo 6 – Projecto de estruturas de alvenaria” (EC6) [32], reconhecendo assim, a importância das estruturas de alvenaria no dimensionamento de edifícios. Contudo, as construções de alvenaria de pedra tradicional (também conhecidas por alvenaria de pedra irregular ou alvenaria ordinária) não estarão abrangidas pelo Eurocódigo 6, devido às características geométricas das próprias pedras que a constituem. Outro aspecto relevante é o facto de o EC6 abranger casos de estudo relativos a edifícios novos e não incluir intervenções de reabilitação em edifícios antigos.

1.2. Objectivos

Visto que grande parte dos edifícios constituídos por alvenaria de pedra tradicional apresentam fraco comportamento face a acções sísmicas, é importante encontrar soluções de reforço que melhorem a capacidade resistente destes edifícios. Soluções estas, que pretende-se que venham a ser utilizadas na reabilitação deste tipo de edificado.

A presente dissertação pretende avaliar o comportamento mecânico de um modelo experimental de alvenaria de pedra tradicional (murete), construído no âmbito da Tese de

Doutoramento de F. Pinho [51], reforçado com confinamento transversal anelar por fitas metálicas.

Outro dos objectivos prende-se com a comparação dos resultados registados em trabalhos anteriores já realizados [51, 24, 57], cujo confinamento foi contínuo. Procedeu-se também à determinação da profundidade de carbonatação e da respectiva área carbonatada do murete, construído há cerca de nove anos.

1.3. Estrutura do trabalho

O trabalho encontra-se dividido em duas partes, organizadas em sete capítulos incluindo o presente:

Revisão Bibliográfica – constituída pelos capítulos 2 a 3.

No **Capítulo 2** é feita uma abordagem geral às construções antigas, nomeadamente às construções com paredes de alvenaria de pedra. Posteriormente são descritos as suas anomalias mais recorrentes e as técnicas de reforço utilizadas neste tipo de paredes.

No **Capítulo 3** são analisados alguns trabalhos experimentais realizados noutras unidades de investigação nacionais e internacionais, sobre o comportamento mecânico de diversos modelos em alvenaria, simples ou com a aplicação de diferentes tipos de reforço. Ainda neste capítulo refere-se o processo construtivo do modelo experimental a ensaiar neste trabalho, sendo também descritos e apresentados os resultados registados no principal trabalho de referência desta dissertação [51] e dos trabalhos anteriormente realizados no DEC-FCT/UNL, no enquadramento referido anteriormente.

Trabalho Experimental – constituído pelos capítulos 4 a 7

O **Capítulo 4** descreve todo o procedimento referente aos trabalhos preparatórios que antecederam o ensaio experimental. Neste capítulo são também apresentados os resultados obtidos no ensaio de tracção realizado às fitas metálicas utilizadas no confinamento transversal anelar do murete.

No **Capítulo 5** descreve-se o ensaio de compressão axial realizado sobre o murete, o seu comportamento mecânico e os resultados alcançados. Apresentam-se ainda os ensaios de determinação da profundidade de carbonatação da argamassa de assentamento da alvenaria.

No **Capítulo 6** são analisados os resultados registados no ensaio descrito no capítulo anterior, e comparados com os resultados obtidos nos ensaios de F. Pinho [51] e nos trabalhos anteriormente realizados na FCT/UNL.

O **Capítulo 7** sintetiza o trabalho efectuado, as conclusões retiradas e apresenta algumas sugestões para desenvolvimentos futuros na área.

No **Anexo I** apresenta-se a síntese da caracterização dos materiais utilizados na construção dos modelos experimentais (muretes).

Todas as figuras não referenciadas bibliograficamente foram obtidas pelo autor.

CARACTERIZAÇÃO DE EDIFÍCIOS ANTIGOS

2.1. Introdução

Neste capítulo, resultante de uma revisão bibliográfica, apresenta-se uma síntese geral das principais características das construções de alvenaria de pedra, as anomalias mais comuns e as técnicas de reforço utilizadas na reabilitação destes edifícios. A revisão bibliográfica efectuada tem também a finalidade de enquadrar o trabalho experimental desenvolvido na segunda parte da dissertação.

2.2. Enquadramento histórico

Durante vários séculos o parque habitacional de Portugal foi sofrendo inúmeras alterações, motivadas pelo aparecimento de novos materiais, novas tecnologias e novos conhecimentos adquiridos [35].

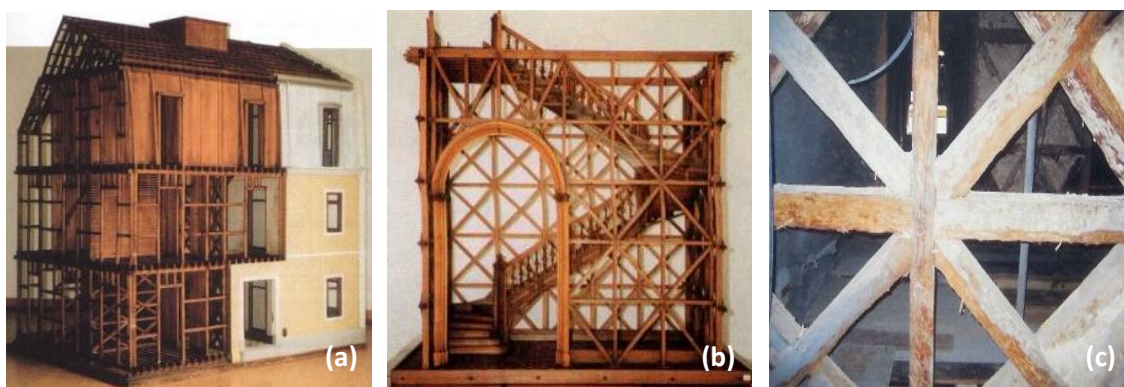
As edificações mais antigas eram construídas em terra crua (taipa e adobe), fig. 2.1, à qual se foi adicionando fragmentos de pedra de modo a aumentar a sua resistência mecânica. Outra solução muito utilizada era a alvenaria de pedra aparelhada em granito e de pedra seca.



Fig. 2.1 - Edifício com paredes de taipa [52]

A escolha entre a utilização de terra crua ou pedra como material de construção prendia-se com a sua abundância na região. Desta maneira, na região norte onde o granito era mais abundante predominavam as construções em pedra, enquanto na região sul eram mais comuns as construções em terra [56, 27, 35].

Posteriormente ao sismo de 1755, o edificado existente da época pombalina serviu de base para a construção nacional, recorrendo a uma solução destinada a acções sísmicas: conceito de gaiola, fig. 2.2 (a, b), isto é, uma estrutura de madeira formada por diagonais cruzadas, cruces de Santo André, fig. 2.2 (c), sendo depois revestida por alvenaria de pedra pelo exterior [27].



(a), (b) – gaiola pombalina; (c) – cruces de Santo André

Fig. 2.2 – Elementos característicos da construção pombalina [52, 3]

Por volta de 1870, os sistemas estruturais e construtivos característicos dos edifícios pombalinos estavam já esquecidos, dando origem aos edifícios *gaioleiros*. Estes edifícios são caracterizados pela perda de rigor face aos pombalinos, nomeadamente devido ao aumento de altura dos edifícios, modificação da gaiola, diminuição da qualidade da mão-de-obra, entre outros [4, 37, 43].

Depois de 1930, esta tipologia começa a perder preponderância com a introdução do betão armado na construção. Numa primeira fase surgem os edifícios mistos de alvenaria e betão, generalizando-se em meados dos anos 60 as estruturas em betão armado [27, 36].

Considera-se edifício antigo, aquele cuja construção foi anterior ao início da utilização do betão armado [5].

Na tabela 2.1 é feita uma síntese da evolução construtiva do parque edificado em Lisboa, podendo-se extrapolar para o resto do território nacional.

Tabela 2.1 - Evolução construtiva na cidade de Lisboa [37]

Época de Construção	Características Estruturais
Anterior a 1755	Alvenaria de pedra
Entre 1755 e 1870	Alvenaria da época pombalina
Entre 1870 e 1930	Alvenaria tipo gaioleiro
Entre 1930 e 1940	Estrutura mista de alvenaria e betão
Entre 1940 e 1960	Betão armado e alvenaria
Depois de 1960	Estruturas de betão armado

2.3. Construções de alvenaria de pedra

Os principais elementos que desempenham funções estruturais nas construções de alvenaria de pedra são as fundações e as paredes [50].

As fundações são os elementos estruturais que têm como finalidade transmitir as cargas da estrutura ao terreno [8].

Em termos estruturais as paredes podem ser definidas como um elemento plano, onde duas dimensões (comprimento e altura) são bastante superiores a uma terceira (espessura), estando sujeita a forças predominantemente normais ao seu plano. Estas podem ser interiores ou exteriores, onde se dividem em fachada principal, posterior e laterais [52].

A alvenaria apresenta duas características muito próprias: baixa resistência à tracção e uma razoável resistência à compressão. Contudo, a resistência à compressão é muito variável conforme o grau de confinamento lateral dos paramentos, existência ou não de material incoerente no seu interior, assim como o volume e distribuição de vazios [38].

2.3.1. Paredes de alvenaria de pedra tradicional

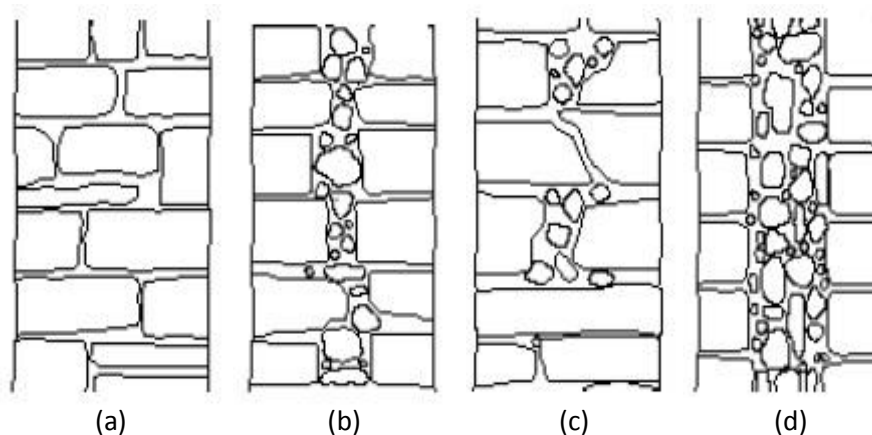
Também conhecidas pela expressão “alvenaria ordinária”, por se tratar de uma alvenaria comum e vulgar. Esta alvenaria resultava do assentamento de pedra com argamassa de cal aérea e areia, com traço volumétrico médio de 1:3 [52].

As paredes de alvenaria são formadas por pedras, tijolos e cimento. A nível da “união” entre si, as pedras podem ser colocadas por disposição relativa (alvenaria de pedra seca), ou pela adição de argamassas de cal, gesso ou cimento, e por vezes argila. As paredes de cantaria são constituídas por pedras aparelhadas, assentes com finas camadas de argamassa [52].

Estas paredes podem ser constituídas por um pano onde os elementos da secção transversal encontram-se imbricados, sendo utilizados perpianhos (pedras de forma regular com

comprimento igual à espessura da parede) que garantem o devido travamento vertical. Em construções de menor qualidade construtiva as paredes apresentam dois ou três panos distintos. As paredes de três folhas, fig. 2.3 (d), normalmente possuem um núcleo central mais pobre composto por pedras de menor dimensão e desperdícios provenientes das pedras maiores, utilizadas nos panos exteriores. Nestas paredes não eram utilizados perpianhos.

Assim sendo, as paredes de múltiplos panos caracterizam-se por apresentarem uma morfologia irregular, sendo muito susceptíveis a roturas frágeis, facilitadas pela separação das camadas e perda de material, principalmente quando sujeitas a elevadas cargas verticais e horizontais. Os perpianhos tornam-se ainda mais relevantes nestas paredes pois promovem a interligação entre os panos exteriores da alvenaria, reduzindo os fenómenos de abaulamento e fendilhação vertical [52].



(a) – pano simples; (b) – dois panos sem ligação; (c) – dois panos com ligação;
(d) – três panos com núcleo central de fraca qualidade

Fig. 2.3 - Classificação da secção das paredes em alvenaria de pedra segundo o número de panos [26]

Habitualmente as paredes de edifícios antigos dividem-se em paredes resistentes e paredes divisórias.

Paredes resistentes

Estas paredes podem também ser designadas por paredes-mestras e desempenham um papel importante na estrutura do edifício, tanto a nível de resistência a cargas verticais (de natureza gravítica), como de forças horizontais (vento e acções sísmicas) [5, 52].

De uma maneira geral, apresentam características comuns, sendo constituídas por materiais heterogéneos e apresentando uma espessura notável, formando assim elementos rígidos e

pesados. Quanto ao comportamento mecânico, estas paredes exibem uma boa capacidade de resistência à compressão, menor resistência ao corte, e uma reduzida resistência à flexão (perpendicularmente à parede) e à tracção. As paredes exteriores de edifícios com andar de resalto não se enquadram na descrição anterior, visto que estas se baseiam numa estrutura de madeira semelhante às paredes de “frontal” (sistema estrutural misto de alvenaria e madeira), fig. 2.4 (a) [3, 5, 52].



(a) – parede resistente interior de um edifício pombalino; (b) – edifício antigo no Gondufo, Seia

Fig. 2.4 - Exemplo de parede de frontal [3] e de paredes resistentes exteriores

Paredes divisórias

Estas paredes, também designadas por paredes de compartimentação, têm como principal objectivo delimitar os diversos espaços interiores do edifício, fig. 2.5. No entanto, nos edifícios antigos todas as paredes desempenham, regra geral, importantes funções estruturais, contribuindo para a capacidade resistente do edifício. Mesmo não recebendo directamente cargas verticais, as paredes de compartimentação funcionam como travamento geral das estruturas, impondo a interligação entre paredes, pavimentos e coberturas. É esta interligação que vai mobilizar a capacidade resistente global do edifício, facilitando a dissipação de energia das acções sísmicas.

Por outro lado, ao longo do tempo as paredes de compartimentação são sujeitas a um aumento de solicitações, pois durante a vida útil do edifício as condições de equilíbrio estático

vão-se reajustando devido ao envelhecimento e fluência dos materiais, aos movimentos diferenciais de fundações, à acção sísmica ou o aumento de sobrecargas [5, 52].

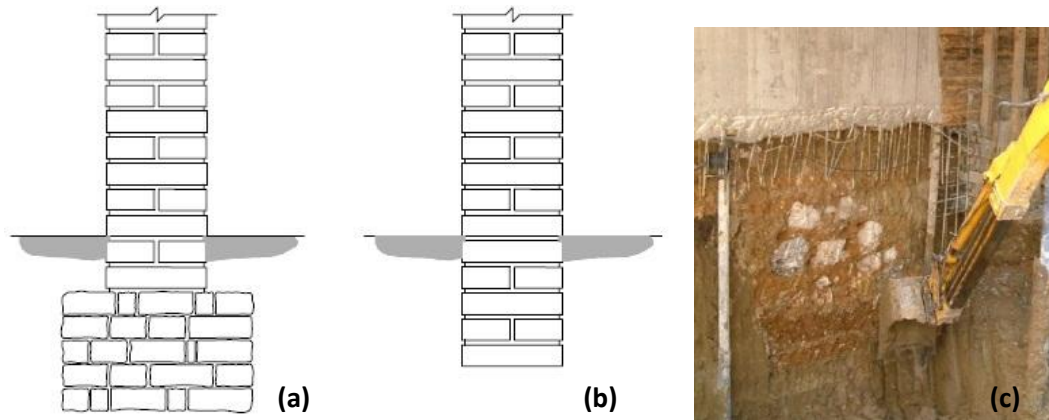


Fig. 2.5 - Exemplos de paredes de compartimentação [48]

2.3.2. Fundações

Nos edifícios antigos as fundações ou alicerces são normalmente classificadas em dois tipos: fundações directas e fundações indirectas. A escolha do tipo de fundação dependia directamente das características e da capacidade resistente do solo de fundação, da profundidade a que este se encontrava e das cargas a transmitir ao solo. Tratava-se de uma fase construtiva menos cuidada, susceptível de maiores erros de implantação que mais tarde eram corrigidos nas estruturas sobrejacentes (paredes ou pilares). Usualmente eram utilizados enrocamentos de pedra tradicional, com ou sem argamassa, que eram lançados no terreno em valas ou poços. Para estruturas mais importantes e pesadas, ou de melhor qualidade construtiva, as fundações eram realizadas em alvenaria de pedra trabalhada, emparelhada à mão, ou de tijolo cerâmico [52, 58].

Quando as condições existentes eram favoráveis, recorria-se a fundações superficiais (directas), sendo estas constituídas por sapatas isoladas, para pilares, ou contínuas, para paredes de alvenaria de pedra ou tijolo. Estas fundações consistiam num prolongamento dos elementos estruturais verticais, paredes-mestras e pilares, e conforme as características exibidas pelo solo, esse prolongamento apresentava uma sobrelargura de envasamento relativa às paredes sobrejacentes fig. 2.6 (a), ou com a mesma espessura das paredes, fig. 2.6 (b).



(a) – com sobrelargura de envasamento; (b), (c) – sem sobrelargura

Fig. 2.6 - Exemplo de fundações directas [58, 34]

O primeiro caso, fig. 2.6 (a), ocorria em solos menos resistentes do que a própria alvenaria, exigindo uma área de contacto superior à da parede. O caso explícito na fig. 2.6 (b), (c), ocorria em solos de fundação mais resistentes ou rochosos, sendo que o seu comportamento mecânico era muitas vezes superior ao da própria alvenaria [5].

Quando era necessário procurar camadas com maior resistência mecânica em estratos mais profundos, procedia-se à execução de fundações indirectas ou profundas. Nesta hipótese surgiam três soluções possíveis [5, 52, 58]:

- realização de caves, caso estivesse contemplado no projecto do edifício. Desta forma, era possível proceder à execução de fundações directas ao nível do piso inferior;
- abertura de poços, com afastamentos de cerca de três metros e profundidade variável, preenchidos com enrocamento. No cimo destes poços eram construídos arcos de tijolo maciço, pedra ou mistos permitindo uma economia de material, fig. 2.7 (a), (b);
- cravação de estacas de madeira, dependendo da natureza do solo, e da disponibilidade de estacas de grande dimensão, pois normalmente estas eram utilizadas em funções mais nobres, fig. 2.7 (c).

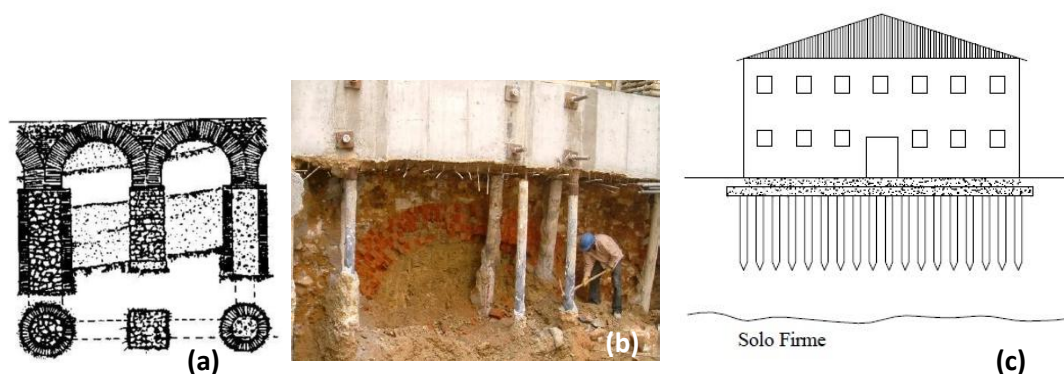


Fig. 2.7 - Exemplos de fundações indirectas [49, 34, 58]

2.4. Anomalias em paredes de edifícios antigos

A principal causa das anomalias mais comuns em edifícios antigos é natural e inevitável, e prende-se com o envelhecimento dos próprios materiais. Sabendo que um edifício é projectado e construído para uma vida útil de 50 anos, facilmente percebemos que esta idade já foi ultrapassada pela maior parte dos edifícios antigos [5].

Caso os edifícios antigos não fossem periodicamente sujeitos a intervenções de conservação, a maioria destes edifícios estaria já bastante degradado, o que na verdade acontece em muitas situações. O mesmo se aplica quando as ditas intervenções se revelam insuficientes ou ineficazes [5].

Nos próximos pontos serão abordados as anomalias mais frequentes em paredes de edifícios antigos, destacando-se a desagregação, o esmagamento e a fendilhação. Na maioria das situações estas anomalias resultam de causas de ordem estrutural (como acções sísmicas ou assentamento de fundações) e da presença de água. Outras duas situações que conduzem a anomalias e que são bastante comuns nos edifícios antigos são a sua ampliação em altura, com o consequente aumento de cargas, assim como a remoção de paredes-mestras e divisórias, reduzindo a capacidade resistente global do edifício [50, 52].

Torna-se importante distinguir também a diferença entre anomalias referente ao comportamento estrutural (aspectos relacionados com a concepção e execução) e referente ao comportamento material (consoante as características dos materiais utilizados, técnicas construtivas). Contudo, nas alvenarias estruturais as anomalias manifestam-se como uma combinação destes comportamentos, dificultando a atribuição da sua origem.

As anomalias presentes na alvenaria de pedra, relacionam-se normalmente com [58]:

- fraca resistência a esforços de tracção, devido à fraca ligação das argamassas, conduzindo também a uma fraca resistência a esforços de flexão;

- resistência à compressão variável, conforme o grau de confinamento transversal dos paramentos, do material existente no seu núcleo e do volume e distribuição de vazios;
- fraca resistência ao corte, limitada pela frágil resistência da argamassa a tensões de corte e pela diminuta resistência a mecanismos de tracção, que se formam quando a parede fica sujeita a cargas horizontais.

Como foi referido anteriormente, a existência de humidade nas paredes constitui também uma das acções mais gravosas e comuns que afectam os edifícios, provocando a deterioração dos materiais e dando origem a condições insalubres. A humidade é muitas vezes resultante de fenómenos de condensação, capilaridade ou infiltrações. Contudo, as anomalias surgidas podem resultar de várias causas, sendo frequente que dois ou mais tipos de humidade apareçam associados [28, 40].

Os tipos de anomalias mais vulgares são [52]:

- degradação;
- desagregação;
- oxidação de elementos metálicos;
- esmagamento;
- fendilhação;
- acção da água;
- desconforto térmico;
- acção de agentes biológicos;

Em seguida descrevem-se as principais anomalias em paredes de edifícios antigos.

Desagregação

Trata-se de uma anomalia bastante vulgar nas paredes de edifícios antigos, sendo originada pelo agravamento da fendilhação existente ou pela ausência de intervenções de conservação e manutenção, fig. 2.8 [50, 52].

Geralmente, a desagregação das alvenarias é resultante da acção dos agentes climáticos, como a alternância entre calor e frio, provocando sucessivas expansões e contracções, assim como o efeito do vento arrastando partículas de areia e poeira em suspensão. Existem ainda outras causas responsáveis pela desagregação das paredes, tais como a poluição, a chuva incidente,

infiltrações e humidade do terreno que ascende por capilaridade, ampliando os factores anteriores.

Esta anomalia incide principalmente nas paredes do piso térreo, demonstrando que as acções mecânicas como choques de veículos, vandalismo, entre outras, contribuem também para o agravamento desta patologia [28, 50, 52].



Fig. 2.8 - Exemplos da desagregação na alvenaria

Esmagamento

O esmagamento das paredes é uma anomalia menos frequente, comparativamente com a desagregação, e ocorre em zonas da parede mais específicas. Esta patologia manifesta-se nos pontos de aplicação de cargas concentradas excessivas, como por exemplo, a descarga de vigas em paredes sem os devidos apoios, fig. 2.9, ou quando as cargas aplicadas são superiores ao previsto. Outro local propício ao esmagamento são as zonas de contacto lateral entre as vigas de madeira e a alvenaria, pois durante a secagem da madeira em obra, as vigas têm tendência a sofrer acções de torção, o que provoca compressões localizadas muito elevadas e esmagamentos na parede e/ou reboco [50, 52].

Nos edifícios antigos, contíguos a novas construções com muros de suporte ancorados, poderão ocorrer esmagamentos ao nível do piso térreo, devido à pressão de injeção das ancoragens que podem criar pressões ascendentes no solo, que se propagam às fundações e, por sua vez, às paredes [50, 52].

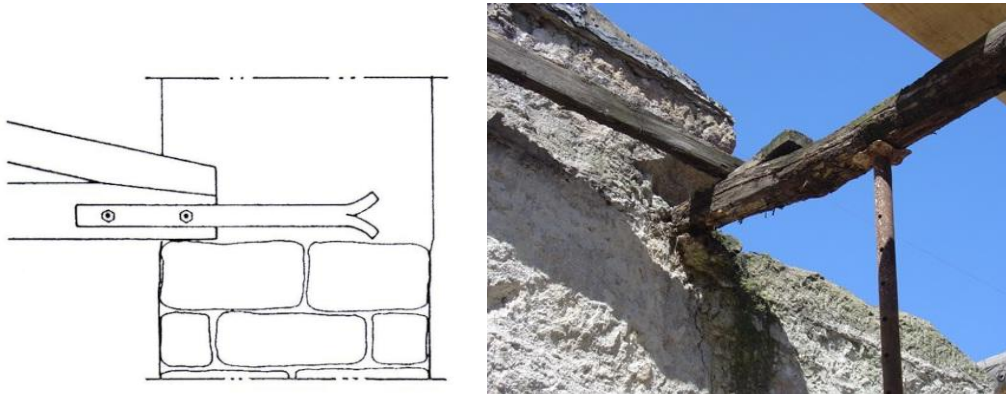


Fig. 2.9 - Apoio de vigas na alvenaria [5, 14]

Fendilhação

A fendilhação é uma anomalia que se pode manifestar em locais mais abrangentes, como nas zonas correntes das paredes, junto aos cantos de portas e janelas, ou na ligação entre paredes ortogonais, fig. 2.10. As aberturas de vãos correspondem a locais críticos nas paredes, visto que os seus contornos, principalmente os cantos, são sujeitos a elevadas concentrações de tensões, iniciando a fendilhação. Para minimizar esta situação, nas construções de melhor qualidade eram colocadas pedras talhadas de grandes dimensões ou arcos de tijolo maciço em torno das aberturas, aumentando a capacidade de resistência local da parede.

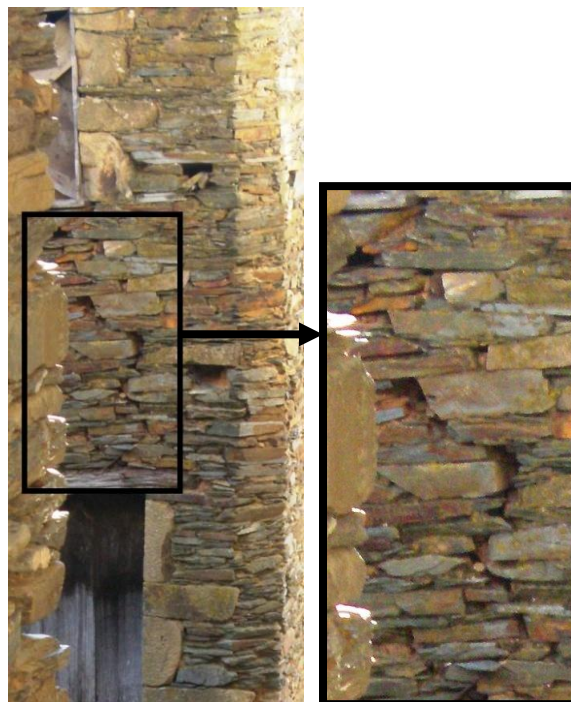


Fig. 2.10 - Fendilhação em edifício de alvenaria de pedra

No entanto, as acções sísmicas e os assentamentos diferenciais de fundações são as causas que mais contribuem para a fendilhação das paredes de edifícios antigos. Normalmente, o efeito da acção sísmica produz esforços de corte elevados, não suportados pela alvenaria, originando fendas cruzadas com inclinação aproximada de 45°.

A fendilhação pode também ter origem em erros construtivos, nomeadamente nas paredes de pedra irregular onde não foram colocados devidamente os perpianhos, já que a existência de compressões elevadas poderá originar fendilhação vertical na parede, resultando em abaulamentos significativos, fig. 2.11.

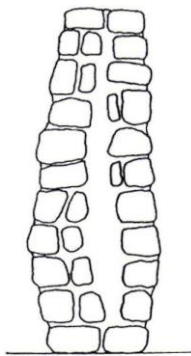


Fig. 2.11 - Abaulamento de parede por fendilhação vertical [5]

A existência destes perpianhos ou de ligações eficazes entre as paredes ortogonais reduzem a ocorrência de fendilhação permitindo uma redistribuição dos esforços por todos os elementos estruturais.

Outro factor que também poderá provocar a fendilhação nestes edifícios é o insuficiente isolamento térmico nas coberturas em terraço, causando variações dimensionais na estrutura, surgindo fendas horizontais na ligação parede-cobertura [5, 50, 52].

Acção da Água

Sendo o principal agente causador de anomalias nas paredes dos edifícios antigos, a acção da água em edifícios antigos pode ter diversas origens, das quais se destacam as seguintes:

- humidade de precipitação;
- humidade do terreno;
- humidade de condensação;
- humidade devida a causas fortuitas.

Quando as paredes apresentam já sinais de desagregação e fendilhação, a entrada de água nas paredes fica facilitada, agravando as anomalias já existentes. Por sua vez, a capacidade de isolamento térmico da parede fica reduzida devido à elevada condutibilidade térmica da água face à do ar. As situações atrás referidas são exemplos dos danos causados pela humidade de precipitação, para além do aparecimento de manchas de humidade nos paramentos interiores das paredes exteriores.

A humidade do terreno que ascende por capilaridade nas fundações e paredes, por vezes a alturas significativas, consoante a porometria dos materiais constituintes, vai dissolvendo os sais solúveis provenientes do solo ou dos materiais constituintes da alvenaria. Quando as condições de humidade e temperatura ambiente possibilitam a evaporação da humidade do interior da parede, a deposição dos sais à superfície pode dar origem à formação de eflorescências ou, quando a cristalização ocorre sob os revestimentos, criptoflorescências, fig. 2.12 [28, 50, 52, 53].

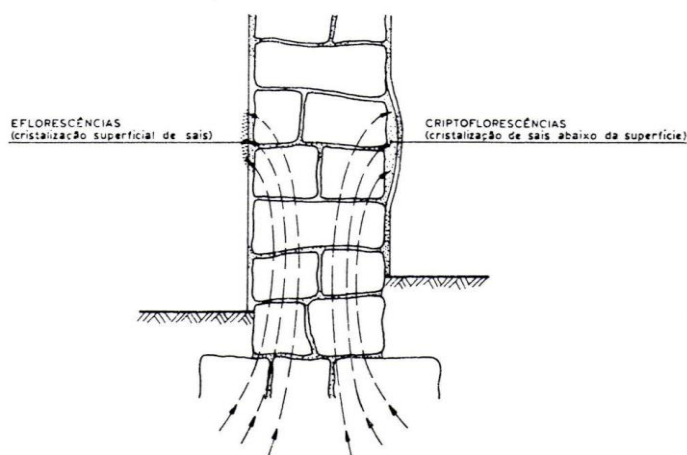


Fig. 2.12 - Esquema do mecanismo de formação de eflorescências e criptoflorescências [62]

A humidade de condensação resulta do vapor de água que se condensa em qualquer dos paramentos interiores da envolvente, devido ao deficiente isolamento térmico, à temperatura interior reduzida ou a locais com fraca ventilação (atrás de móveis, por exemplo). Ocorre sobretudo, nos meses mais frios do ano, quando a temperatura superficial das paredes em contacto com o ar húmido condensa. As manifestações deste tipo de humidade ocorrem sob a forma de manchas de bolores, nas zonas correntes de alvenaria, ou mesmo de cogumelos, no caso de elementos de madeira.

Relativamente à humidade devida a causas fortuitas, destaca-se as roturas de tubagens, principalmente da rede de águas residuais domésticas, face ao seu elevado grau de agressividade química [28, 50].

2.5. Anomalias em fundações

As patologias mais comuns nas fundações dos edifícios antigos prendem-se com diversos factores, relacionados com o próprio terreno de fundação, as fundações propriamente ditas e o edifício no seu conjunto. Muitas vezes estes factores surgem associados, dificultando a sua compreensão e resolução.

Como consequência de alterações do nível freático em terrenos, o espaço que anteriormente era ocupado pela água virá a ser preenchido por partículas do solo, causando movimentos de assentamento. Exemplos desta situação são os rebaixamentos dos níveis freáticos que são realizados nas escavações de novas construções, afectando o equilíbrio do terreno para além da escavação.

As infiltrações resultantes da água das chuvas ou da rotura de canalizações de águas e esgotos, podem originar escoamentos e regimes, que por sua vez promovem o arrastamento dos finos do solo, conduzindo a situações favoráveis à ocorrência de assentamentos. O mesmo acontece com a movimentação de terras nas proximidades dos edifícios antigos, que pode provocar uma descompressão lateral da terra confinada, causando igualmente movimentos de assentamentos.

Outro factor responsável pela origem das anomalias são as características das fundações. Relativamente às fundações indirectas por estacas de madeira, a deficiência mais vulgar é o apodrecimento da própria madeira devido aos sucessivos ciclos de secagem-molhagem a que fica sujeita, por exemplo, aquando de um abaixamento do nível freático.

Nas fundações directas (sapatas) ou semi-directas (poços), os defeitos mais comuns prendem-se com o envelhecimento dos materiais constituintes e com modificações na constituição das fundações. Exemplos destas situações são a lavagem das fundações por águas subterrâneas, arrastando os elementos mais finos da alvenaria de fundação, e a desintegração das fundações causada pela sua exposição após escavações periféricas, superficiais ou profundas.

Em qualquer um dos casos atrás referidos, o que acontece é uma diminuição da secção de contacto entre a fundação e o solo, ou a deterioração das características mecânicas das fundações, resultando em movimentos por parte destas [5].

A modificação não prevista de edifícios, como o aumento do número de pisos, pode também originar anomalias nas fundações dos respectivos edifícios. Na fig. 2.13 apresentam-se dois exemplos desta situação.



Fig. 2.13 - Exemplo de dois edifícios na baixa de Lisboa com mais pisos do que o previsto originalmente

2.6. Técnicas de consolidação e reforço de paredes de edifícios antigos

A intervenção em edifícios antigos pode ser dividida em vários patamares, conforme os pressupostos que a impõem e condicionam. Em termos de conceitos importa definir o que se entende por consolidação e reforço. Consolidação refere-se ao conceito de reparação mantendo a integridade da estrutura, enquanto reforço traduz o objectivo de repor ou aumentar a capacidade resistente da estrutura.

Por outro lado, conservação consiste num conjunto de acções regulares que têm como objectivo prolongar o tempo de vida de uma edificação, assumindo-se como o melhor processo preventivo. A manutenção engloba as operações preventivas destinadas a manter o edifício em bom estado de funcionamento, onde se podem incluir limpezas, pinturas, inspecções e pequenas reparações. É possível então afirmar que a prevenção das anomalias é a melhor solução, tanto na utilização do edifício como em termos económicos, tendo por isso que ser ensinada e fomentada aos seus habitantes. Poderá ainda definir-se reparação como o conjunto de operações com a finalidade de corrigir as anomalias existentes numa dada edificação. Quanto à reabilitação dos edifícios, tem como objectivo, para além da resolução de anomalias construtivas, melhorar o desempenho do edifício, reforçando-o ou melhorando as características dos elementos construtivos, aumentando desta forma os níveis de qualidade do mesmo [5, 11].

Relativamente às estruturas de alvenaria antiga parece adequar-se uma abordagem multidisciplinar, composta por várias etapas semelhantes às utilizadas em medicina [20, 29, 59]:

- Anamnese: análise histórica e documental do edifício;
- Diagnóstico: identificação das causas das anomalias e avaliação da segurança estrutural;
- Terapia: escolha e aplicação da solução de intervenção;
- Controlo: monitorização da eficiência da intervenção.

Qualquer intervenção de conservação e reabilitação a executar sobre edifícios antigos, deverá ter em conta os modelos de funcionamento originais, de modo a não agravar o quadro patológico existente. É fundamental manter os materiais e soluções originais ou se não for possível, substituí-los por outros compatíveis, com características e comportamento semelhantes aos materiais e soluções iniciais [73].

Para tal, antes de se realizar qualquer intervenção deverá ser elaborado um levantamento pormenorizado das anomalias, visto que nenhuma medida será totalmente eficaz se o diagnóstico tiver sido incompleto ou mesmo incorrecto. Outro aspecto importante a ter em conta é a necessidade de, por vezes, interromper os trabalhos de uma solução em qualquer fase da obra, sem que isso agrave o quadro patológico existente. Se tal se verificar, então está garantido o “Princípio da Reversibilidade” das intervenções [50, 53].

Desta forma, qualquer decisão sobre as técnicas de reabilitação a empregar num edifício antigo, só deverá ser tomada após a inspecção e o diagnóstico, dado que o tipo de solução depende das anomalias, do tipo de acções que afectam o edifício, dos materiais e do seu comportamento estrutural. A escolha de uma solução deve ter em consideração não só a sua eficácia estrutural e o seu custo, como também a compatibilidade com as técnicas e materiais existentes, “Princípio da Compatibilidade” [20].

Visto que as intervenções em estruturas antigas comportam algum risco, as acções de reabilitação devem reduzir-se ao mínimo indispensável, garantindo assim o “Princípio da Intervenção Mínima” [20, 50, 59].

As técnicas de reabilitação estrutural diferenciam-se segundo as características dos materiais a empregar, em técnicas tradicionais ou inovadoras. A utilização de materiais antigos nas intervenções é preferível de modo a salvaguardar a concepção original e o valor histórico do edifício [20, 59].

Quanto aos efeitos, as técnicas de reabilitação estrutural podem dividir-se em técnicas activas ou passivas, conforme os reforços aplicados impliquem uma reacção imediata da estrutura, ou

se funcionarem apenas para cargas superiores às correspondentes ao estado de equilíbrio da estrutura. Neste aspecto existem técnicas mais apropriadas para a melhoria das características mecânicas das alvenarias, e técnicas mais específicas para a correcção de deficiências do comportamento estrutural [58, 59].

Na reabilitação de edifícios antigos, torna-se importante a introdução de técnicas de reforço sísmico pelo facto destes apresentarem fraca resistência mecânica face a acções desta natureza. Desta maneira, é essencial aumentar a resistência do edificado através da consolidação e reforço das paredes de alvenaria de pedra tradicional, assim como o reforço e consolidação das fundações [35].

Em seguida apresentam-se as principais técnicas de consolidação e reforço utilizadas na reabilitação de edifícios antigos, tendo em consideração que, por vezes, poderão ser utilizadas em conjunto duas ou mais técnicas, aumentando assim a eficácia das mesmas:

- injeção de caldas;
- confinamento transversal;
- cintagem global do edifício;
- refechamento de juntas;
- desmonte e reconstrução ou substituição;
- reboco armado;
- encamisamento;
- pré-esforço;
- reforço com materiais compósitos;
- injeções do solo;
- “jet-grouting”;
- Inclusões rígidas.

Injeção de caldas

A consolidação de alvenarias através de injeções consiste em injectar caldas ou argamassas fluidas, através de tubos colocados em furos anteriormente realizados, de modo a preencher os vazios interiores. Nas estruturas antigas de alvenaria de pedra devem ser preferencialmente utilizadas caldas inorgânicas não-cimentícias, como as caldas hidráulicas, devido à compatibilidade com a argamassa existente. As argamassas só de cal aérea apresentam elevada compatibilidade com as alvenarias antigas, contudo não são aplicáveis a locais com fraca

exposição ao dióxido de carbono, assim com ambientes húmidos, devido à sua presa lenta. Com a adição de pozolanas à cal aérea as argamassas passam a fazer presa também por hidratação (além da carbonatação), traduzindo-se num aumento das resistências mecânicas [56, 59].

As argamassas orgânicas (epoxídicas ou de poliéster) apesar de serem mais fluidas, possuírem boa aderência e não retraírem, devem ser evitadas por questões de compatibilidade e reversibilidade [23, 56, 59].

Esta técnica é essencialmente adequada para a reabilitação de paredes de alvenaria de pedra, com uma rede de vazios comunicantes entre si, restabelecendo a homogeneidade das paredes e melhorando as características resistentes das alvenarias.

Com um índice de vazios entre os 2% e os 15% esta técnica de consolidação apresenta bons resultados, caso contrário a injeção de caldas não é aplicável ou é ineficaz.

Trata-se de uma técnica de reforço irreversível e passiva pois a intervenção não altera o equilíbrio de forças, e em termos estéticos não produz alterações significativas [51, 58, 59].

Conforme as características e o estado de degradação da alvenaria, assim dependerá as características da calda e o processo de injeção a utilizar. Quanto ao processo, esta técnica pode dividir-se da seguinte forma: injeção sob pressão, injeção por gravidade ou injeção por vácuo.

Injeção sob pressão

É o processo de injeção mais frequente em alvenarias, mesmo nas mais degradadas, desde que tenham capacidade de suportar o impulso da pressão aplicada.

A calda é injectada através de tubos ou de fendas existentes, de baixo para cima e dos extremos até ao centro da parede, de modo a prevenir quaisquer desequilíbrios na estrutura, fig. 2.14. Na execução deste processo, é fundamental estabelecer previamente o número e distribuição de furos, a composição da calda e o valor de pressão a adoptar na injeção, para evitar incompatibilidades com a parede existente [23, 51, 58, 59].



Fig. 2.14 - Injeção de caldas sob pressão [17]

Injecção por gravidade

Solução adequada para paredes de alvenaria muito degradadas, sendo realizada por emissão da calda através de tubos de adução, ou de seringas hipodérmicas que actuam sobre tubos inseridos na parede, fig. 2.15. Estes tubos são colocados no topo da parede em fissuras ou cavidades da alvenaria.



Fig. 2.15 - Injecção por gravidade [63]

Injecção por vácuo

Indicada para intervenções em pequenos elementos arquitectónicos como pináculos e estátuas, pressupondo a utilização de caldas muito fluidas, fig. 2.16. Neste caso, a penetração da calda é feita pela aspiração do ar nos tubos superiores, enquanto a calda é injectada pelos tubos inferiores.

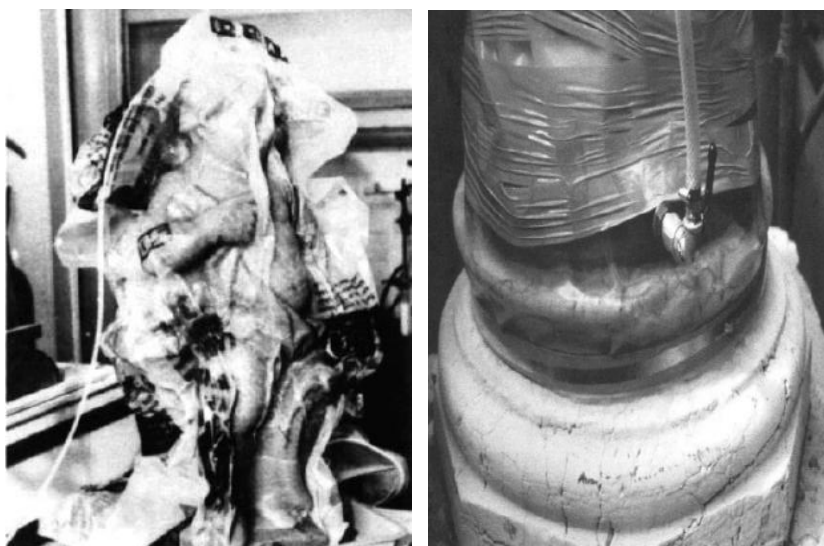


Fig. 2.16 - Exemplos de injecção por vácuo a estátuas de pedra [60]

Confinamento transversal de paredes

O confinamento transversal é uma técnica particularmente indicada para paredes de alvenaria de múltiplas folhas, com fraca ligação entre os panos. O confinamento é executado com recurso a elementos de reforço designados por conectores, quando atravessam toda a espessura da parede, ou pregagens transversais, no caso de o comprimento ser inferior à espessura da parede e, como tal, só terem uma placa de ancoragem.

Esta técnica baseia-se no confinamento pontual da parede, transversal a esta, através de barras de aço inoxidável e de placas de ancoragem. Os elementos de reforço são introduzidos em furos previamente realizados para o efeito, perpendicularmente ao plano da parede ou inclinados consoante se trate de conectores ou pregagens. Depois de selados com calda de injeção, estes elementos são confinados à alvenaria através das placas de ancoragem que são fixas nas extremidades dos conectores ou pregagens (neste caso só uma placa), juntamente com o auxílio de porcas que apertam as placas contra o paramento da alvenaria. Se possível, as placas devem ficar posicionadas sobre as pedras da alvenaria, podendo depois ser cobertas pelo revestimento.

O recurso a esta técnica possibilita uma melhoria do funcionamento mecânico da parede, aumentando a resistência à flexão fora do plano, garantindo a sua integridade estrutural e reduzindo o risco de instabilização. Para além destas vantagens, nas paredes com múltiplas folhas o confinamento transversal impede a separação dos vários panos.

Devido à necessidade de se proceder à furação da alvenaria e da injeção de caldas, esta solução torna-se invasiva e parcialmente irreversível.

A eficácia desta solução está directamente relacionada com o tipo de elemento utilizado, a sua disposição e distribuição, assim como a qualidade das ancoragens. Regra geral, esta técnica é muitas vezes aplicada em conjunto com outras técnicas de intervenção como o reboco armado ou encamisamento, aumentando as vantagens obtidas.

De seguida, descrevem-se alguns dos tipos de confinamento transversal mais utilizados na reabilitação de paredes antigas: pregagens transversais; pregagens costura; reticelo cimentato; conectores; confinamento transversal contínuo [23, 35, 58, 59].

Pregagens transversais

Solução utilizada para o reforço de paredes de panos múltiplos, tendo como objectivo confinar e promover a ligação entre os vários panos. Para tal, são introduzidos transversalmente à parede e em furos previamente executados, elementos metálicos com tratamento anti-

corrosão juntamente com dispositivos de ancoragem nas extremidades, que permitem a sua amarração, fig. 2.17. Os furos devem ser realizados nas juntas, evitando-se a perfuração das unidades de pedra, o que é difícil devido à heterogeneidade da alvenaria, ou à falta de correspondência das juntas nas diferentes faces da parede [59].

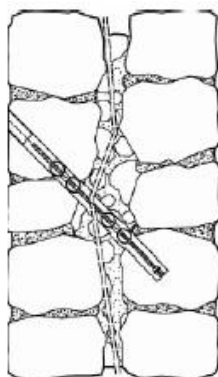


Fig. 2.17 - Representação esquemática de pregagem [16]

Pregagens Costura

Quando o confinamento é aplicado de modo a melhorar a ligação entre paredes ortogonais, este toma a designação de pregagens costura. Neste caso, são utilizados tirantes curtos em aço, com protecção anti-corrosão, que permitem aumentar a resistência à tracção na zona de ligação entre as paredes, garantindo um comportamento solidário das paredes do edifício face a acções sísmicas, fig. 2.18 [35, 59].

Os processos mais recentes são formados por varões e tubos de aço inoxidável inseridos em mangas elásticas de tecido, de poliéster expansível (sistema Cintec), ou geotêxtil, onde é injectada a calda de selagem. Desta forma, fica facilitada a adaptação às irregularidades dos furos e à própria alvenaria, impedindo as fugas de calda por orifícios adjacentes [23, 59].

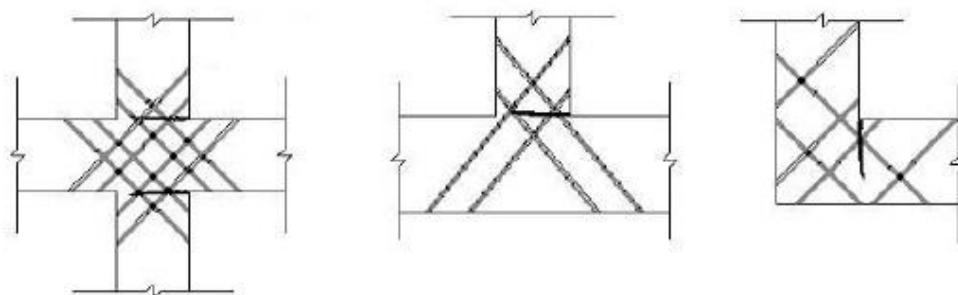


Fig. 2.18 - Representação esquemática de pregagens costura [42]

Reticolo cimentato

Este tipo de confinamento caracteriza-se pela introdução de um conjunto reticulado de barras de aço inclinadas, e posteriormente injectadas com caldas de cimento, fig. 2.19 [26].

Trata-se de um processo dispendioso e que modifica substancialmente as propriedades mecânicas da alvenaria, tornando-a num elemento com características semelhantes às do betão armado. A alvenaria fica então capacitada a resistir a esforços de tracção e de corte, aumentando também a resistência à compressão [35, 51].

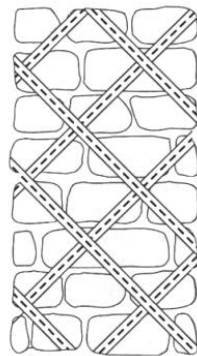


Fig. 2.19 - Esquema ilustrativo de reforço de alvenaria com reticulado cimentato [5]

Conectores

Através da introdução de conectores nas alvenarias consegue-se uma melhoria da capacidade resistente da parede e do seu comportamento no plano perpendicular, fig. 2.20. Torna-se também crucial na prevenção da instabilização por acção de cargas verticais e no controlo do possível abaulamento por compressão.

Relativamente à sua fixação, poderá ser efectuada por métodos mecânicos ou recorrendo a uma manga deformável [58].

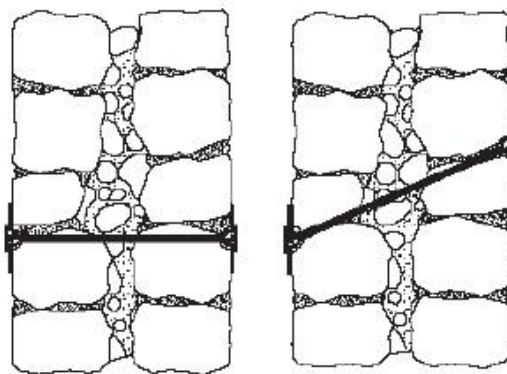


Fig. 2.20 - Representação esquemática de conectores [16]

Confinamento transversal contínuo

Técnica ainda pouco desenvolvida em Portugal, e que foi estudada por F. Pinho [51], tendo inclusive sido alvo de análise nas dissertações de M. Fonseca [24] e de P. Rodrigues [57]. Nesta técnica o confinamento transversal é realizado através de fios ou fitas metálicas, de modo a “coser” todo o elemento a reforçar, sendo posteriormente complementado através de rebocos armados, fig. 2.21.

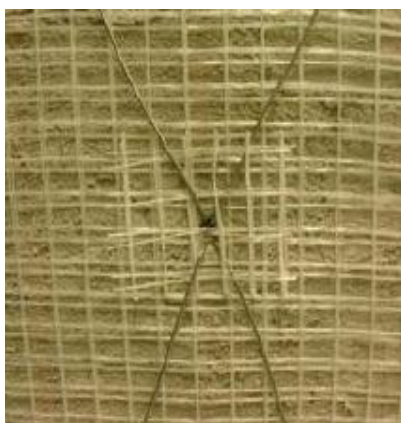


Fig. 2.21 - Exemplo de aplicação de confinamento transversal contínuo [51]

Cintagem global do edifício

Este método aplica-se a edifícios com fracas ligações entre os elementos, nomeadamente paredes e pavimentos, ou coberturas. O principal objectivo prende-se com a melhoria da resistência da estrutura global e do comportamento sísmico das paredes, promovendo uma ligação efectiva entre as paredes ortogonais.

A cintagem consiste na colocação de cintas no contorno dos edifícios, muitas vezes pelo exterior dos mesmos, alterando o aspecto original dos edifícios, fig. 2.22. Pela necessidade de se proceder à furação da alvenaria para a colocação de chapas de aço ou outros elementos, torna a técnica parcialmente intrusiva. No entanto, a aplicação desta solução não introduz aumentos significativos de massa na estrutura e é uma técnica parcialmente reversível [23, 35].



Fig. 2.22 - Exemplos de cintagem de edifícios [11, 14]

Refechamento de juntas

O refechamento de juntas é uma técnica adequada a paredes de alvenaria de pedra cujas juntas de argamassa se encontram degradadas ou em deficientes condições, tendo como objectivo restaurar a integridade das fachadas. Desta maneira é possível melhorar as características mecânicas da parede e prevenir futuras anomalias resultantes da acção da água.

A referida técnica consiste na remoção parcial da argamassa deteriorada, seguindo-se uma limpeza ou lavagem, sendo depois aplicada uma nova argamassa por gravidade ou infusão, fig. 2.23. A escolha da argamassa de refechamento dependerá do tipo de intervenção pretendida e da compatibilidade com o suporte existente.

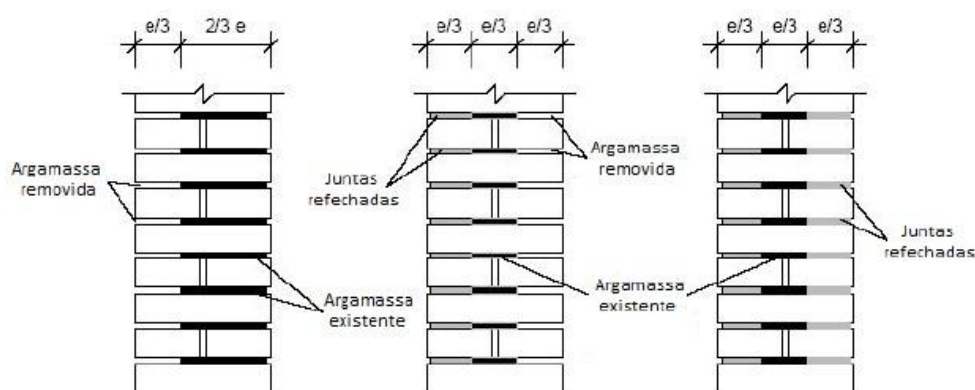


Fig. 2.23 - Esquema ilustrativo do refechamento de juntas [68]

Esta solução pode também ser aplicada juntamente com armadura, caso se trate de paredes com junta regular. Neste caso, e quando combinado com pregagens transversais, constata-se uma melhoria do comportamento em serviço das estruturas [23, 58, 59].

Na fig. 2.24 apresenta-se uma parede onde foi aplicada a referida técnica de consolidação.



Fig. 2.24 - Exemplo de refechamento de juntas, Guimarães

Desmonte e reconstrução ou substituição

Esta técnica aplica-se a elementos de alvenaria ou paredes que apresentem fraca qualidade construtiva ou deficiente imbricamento entre as unidades de alvenaria.

A finalidade do desmonte e reconstrução ou substituição, é o restabelecimento da funcionalidade da estrutura deteriorada, a melhoria dos materiais empregues e do comportamento mecânico das alvenarias.

Este processo consiste no desmonte do elemento ou parte da parede a reabilitar, seguido da sua reconstrução, repondo a posição original dos elementos, ou substituindo por novos elementos. Para garantir a posição exacta dos elementos poderá ser necessário numerar os elementos originais, fig. 2.25. Nesta operação poderão ser utilizados novos materiais com melhor qualidade construtiva, que serão ligados através de argamassas pouco retrácteis como por exemplo, argamassas de cal e areia, ou bastardas de cimento, cal e areia, respeitando assim a compatibilidade física e mecânica com a alvenaria existente. Deve ser realizada em pequenos troços e deixar contornos irregulares, para garantir uma boa ligação entre os novos materiais e o material existente.

Trata-se de um método trabalhoso mas eficaz na melhoria da capacidade mecânica das alvenarias e na correcção da fendilhação [5, 23, 58, 59].



Fig. 2.25 - Desmonte e reconstrução de alvenaria de pedra [7]

Reboco armado

Actualmente, corresponde a uma das técnicas de reabilitação de paredes de alvenaria tradicional mais correntes e que muito se tem desenvolvido devido à sua utilização. Esta solução é indicada para estruturas de alvenaria que careçam de protecção anti-sísmica e de melhores propriedades mecânicas, e que também exibam uma degradação superficial ou fendilhação [23, 50, 58].

Esta técnica consiste na aplicação de uma camada de reboco, conjuntamente com materiais de reforço nos paramentos da parede. Estes materiais poderão ser compósitos FRP (Fiber Reinforced Polymer), metais, polímeros, entre outros, podendo ser aplicados localmente em faixas, misturados com a argamassa ou aplicados como redes de reforço. Usualmente utiliza-se a malha de aço electrossoldada, malha de metal distendido ou redes poliméricas, que são fixas à parede através de pequenas pregagens, conectores metálicos ou fixadores, garantindo desta forma um melhor confinamento da alvenaria, fig. 2.26 [23, 50, 58].

Os rebocos armados permitem o aumento da ductilidade (capacidade de deformação), uma melhoria da resistência superficial à tracção e ao corte das paredes, tal como o controle da fendilhação. Quando aplicados pelo exterior, constituem ainda protecção contra as acções climáticas [23, 50, 58].

As desvantagens desta solução prendem-se com as possíveis alterações a nível estético e com o facto, do reforço exterior normalmente não verificar o princípio da reversibilidade, visto que a sua remoção da parede provoca danos superficiais no paramento [23, 50, 58].

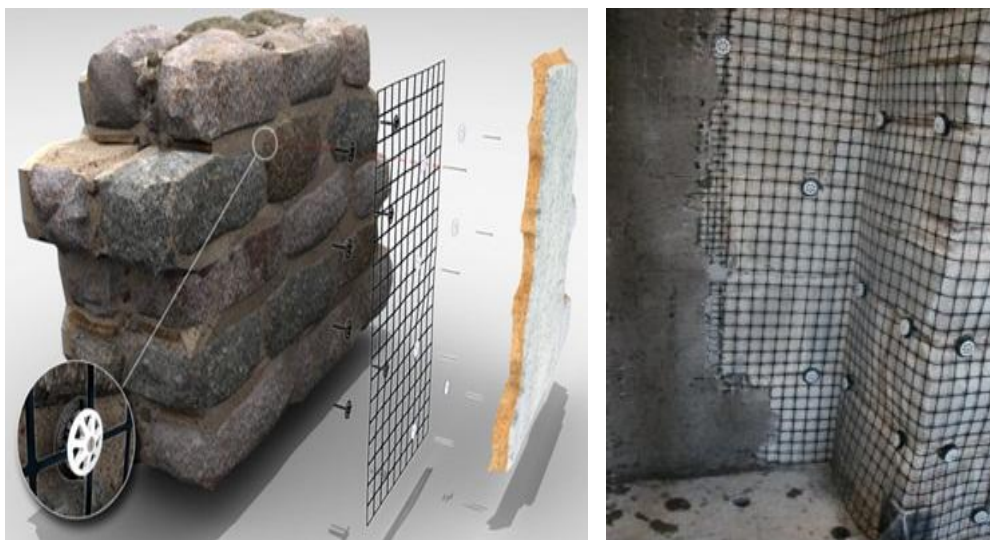


Fig. 2.26 - Execução de reboco armado [19]

Encamisamento

Pode considerar-se esta técnica de reforço como uma variante dos rebocos armados, uma vez que a sua aplicação consiste numa camada de betão reforçado com malha de aço, fixa através de pregagens à alvenaria, de maneira semelhante aos rebocos armados, fig. 2.27. Comparativamente com os rebocos armados, o encamisamento apresenta maior espessura, traduzindo-se num aumento da secção da parede, e também maior capacidade resistente.

Para além de se obter um confinamento contínuo, a execução de um encamisamento permite um aumento da resistência à compressão e ao corte das paredes do edifício, verificando-se também um aumento em termos de rigidez.

Trata-se de uma técnica de carácter irreversível e muito invasiva, visto que a alvenaria antiga é coberta por um novo material à base de cimento portland.

A aplicação desta técnica é indicada para o reforço de alvenarias muito irregulares, com mistura de diferentes materiais, argamassas deterioradas e com fraca ligação entre os materiais, que não possam ser sujeitas a acções de reabilitação ou reforço, com recurso a outras técnicas menos invasivas [23, 58, 59].



Fig. 2.27 - Encamisamento com betão projectado em alvenaria de pedra [7]

Pré-Esforço

Esta técnica consiste na aplicação de cabos, fios ou varões de aço, que funcionando à tracção, pretendem melhorar o comportamento global da estrutura perante acções sísmicas, fig. 2.28. Através de uma boa inter-ligação entre os elementos estruturais, consegue-se restringir os mecanismos de colapso para fora do plano da parede. Quando aplicado com tensões relativamente baixas em zonas críticas, o pré-esforço consegue reduzir a insuficiência destas estruturas a esforços de tracção, controlando desta maneira a deformabilidade e a fendilhação.

A aplicação do pré-esforço pode ser realizada pelo interior das paredes, necessitando para tal de se proceder à furação da alvenaria, ou então pelo exterior, dispensando a dita furação. Visto ser uma solução que não introduz aumentos significativos de massa na estrutura, é especialmente importante em zonas de actividade sísmica.

É uma técnica de carácter activo e reversível, dado que os elementos utilizados não são invasivos e podem ser retirados facilmente, quando aplicados pelo exterior [23, 58].



Fig. 2.28 - Aplicação de pré-esforço no reforço da Torre do Relógio, Santarém

Reforço com materiais compósitos

Esta técnica de reforço consiste na aplicação de materiais compósitos colados ao exterior da superfície, como se tratasse de uma armadura, conferindo à estrutura maior capacidade de resistência a esforços de tracção e de compressão, fig. 2.29.

Os materiais compósitos correntemente utilizados são designados por FRP e são formados por uma fibra de reforço e uma resina de elevado desempenho. As fibras mais aplicadas são as fibras de carbono (CFRP), as fibras de vidro (GFRP) e as fibras de aramida (AFRP). Estes materiais são disponibilizados em forma de mantas, faixas, barras ou fibras soltas, dependendo a sua escolha do tipo de intervenção a realizar. Por norma as mantas são aplicadas em elementos planos e de grandes dimensões, enquanto as faixas aplicam-se em zonas menos extensas e com reforço apenas numa direcção. As fibras soltas destinam-se a elementos com geometria menos regulares, como abóbadas, arcos e túneis.



Fig. 2.29 - Reforço de paredes através da aplicação de materiais compósitos [47]

O reforço através deste método encontra-se ainda numa fase de estudo, não se conhecendo resultados do seu comportamento a longo prazo. Contudo tem-se revelado bastante promissor e o interesse é cada vez maior nesta técnica, sendo este motivado pelo aumento das características mecânicas do material original e não causando perturbações no equilíbrio do edifício. Além destes factores, os materiais utilizados apresentam baixo peso, sendo fáceis e de rápida aplicação.

Quanto às desvantagens, a sua aplicação em paredes de alvenaria de pedra é dificultada pela irregularidade do suporte, comprometendo a aderência do material ao mesmo. Também a sua reduzida compatibilidade mecânica com o suporte, comportamento frágil, fraca resistência aos raios ultra-violeta e ao fogo, assim como o elevado custo, condicionam a aplicação desta técnica [35, 58].

Reabilitação estrutural de fundações

As intervenções de consolidação e reforço de fundações justificam-se quando existem, conjunta ou isoladamente, as seguintes situações [5, 58]:

- alterações das condições do terreno de fundação, devido ao arrastamento de finos do solo, abaixamento do nível freático ou descompressão do solo de fundação devida a escavações próximas;
- degradação ou insuficiência de fundações, devido à espessura reduzida ou profundidade inferior ao requerido;
- aumento de cargas nas fundações resultante da ampliação do edifício ou da alteração do seu uso.

Desta maneira poder-se-á intervir de três formas diferentes [5, 58]:

- Sobre o terreno de fundação, de forma a melhorar as suas características e eliminar a causa dos assentamentos;
- Sobre as fundações, aumentando a sua capacidade resistente e reduzindo as pressões transmitidas ao solo, através do alargamento da superfície de contacto solo-fundação ou recorrendo a recalçamentos;
- Sobre o edifício, adoptando medidas correctivas, como redução ou transferência de cargas, criação de juntas estruturais, entre outras.

O melhoramento dos terrenos de fundação implica o domínio e conhecimentos das técnicas geotécnicas e das características dos terrenos, pois a intervenção recai sobre o solo que suporta as fundações. Das soluções mais utilizadas referem-se as seguintes [5, 58]:

- Injecções do solo, fig. 2.30, geralmente com calda de cimento, o que requer determinadas características de permeabilidade do solo;
- “Jet-grouting” (injecções localizadas a alta pressão);
- Inclusões rígidas localizadas (micro-estacas ou estacas).

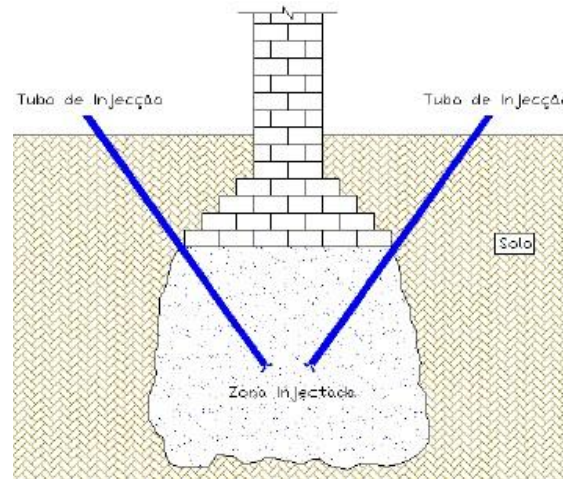


Fig. 2.30 - Injecções sob a base de fundação [54]

Relativamente às intervenções de consolidação e reforço estas podem dividir-se em dois grupos, consoante a sua profundidade:

- recalçamentos superficiais;
- recalçamentos profundos.

Perante as elevadas cargas que os edifícios antigos exercem sobre as fundações, dificultando o seu recalçamento, esta operação deverá ser executada por troços, através da abertura sucessiva de pequenos poços betonados, intercalados por zonas não escavadas. Por questões de segurança poderá ser necessário realizar um escoramento parcial do edifício, de forma a reduzir as cargas transmitidas às fundações [5, 58].

Os recalçamentos superficiais destinam-se a intervenções em fundações directas ou em situações onde existam condicionamentos em termos de espaço, fig. 2.31, que impossibilitem o recurso a soluções mais fáceis e práticas como a aplicação de micro-estacas. Os tipos de recalçamento superficial mais utilizados são [5, 58]:

- aumento da área de contacto solo-fundação;
- rebaixamento das cotas de fundação;
- melhoria local dos solos subjacentes;
- consolidação do material de fundação.

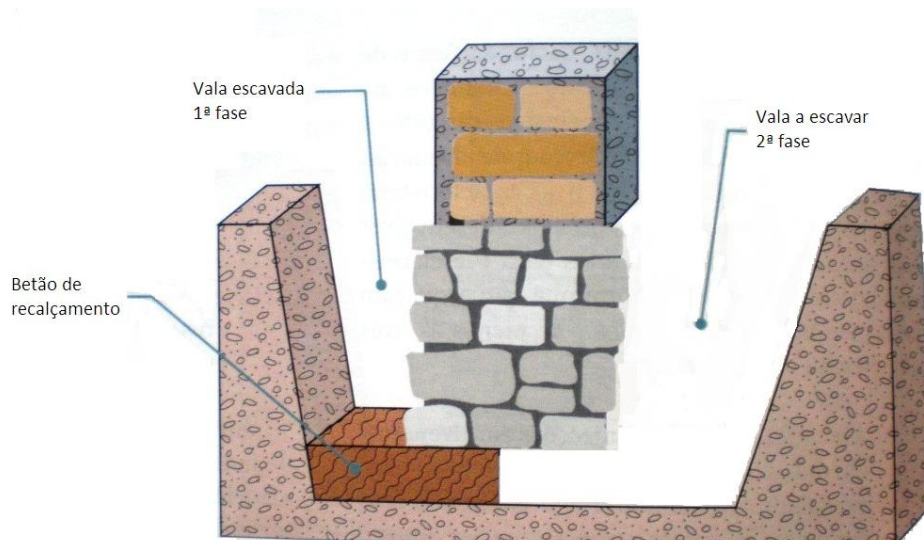


Fig. 2.31 - Recalçamento de fundação em duas fases [5]

Este tipo de recalçamento é cada vez menos executado, devido não só aos elevados custos de mão-de-obra, como também ao facto de já existirem soluções mais eficazes de recalçamento profundo.

Os recalçamentos profundos podem ser realizados tanto em fundações directas como em fundações indirectas e aplicam-se nas situações onde se verifique:

- insuficiente capacidade resistente do solo, não sendo viável a melhoria das fundações ou das características do solo;
- impossibilidade de execução de recalçamentos superficiais (elevados níveis freáticos ou solos instáveis);
- execução de ampliações sob a estrutura existente;
- obras nas proximidades e que possam interferir com o funcionamento das fundações;
- substituição ou reforço de estacas de fundação em mau estado;

Sob fundações directas, o processo de recalçamento profundo mais utilizado é através de micro-estacas que atravessam as fundações existentes, fig. 2.32. Nas fundações indirectas o recalçamento passa pelo reforço da fundação com novas estacas, injeções de compactação em redor das estacas e o prolongamento das estacas existentes através de micro-estacas ou “jet-grouting” [5, 58].



Fig. 2.32 - Consolidação de fundações com microestacas [5, 15]

Outras soluções

Neste ponto considera-se a reconstrução integral do interior de um edifício, preservando-se somente as paredes exteriores ou apenas a fachada principal, fig. 2.33.

Apesar de se tratar de uma intervenção controversa e afastada do verdadeiro significado de reabilitação, é uma das técnicas mais utilizadas na reabilitação de edifícios antigos em Portugal.

Consiste em demolir todo o interior do edifício executando-se uma nova estrutura com recurso a materiais e técnicas utilizadas correntemente, como o betão armado e elementos metálicos.

É uma técnica muito intrusiva e que requer alguns cuidados de projecto, relativos à interacção entre a estrutura de betão armado e a alvenaria, de modo a não condicionar o comportamento global de toda a estrutura [5, 35].



Fig. 2.33 - Demolição de todo o interior e manutenção da fachada

TRABALHOS EXPERIMENTAIS DE REFERÊNCIA

3.1. Introdução

Neste capítulo são analisados alguns trabalhos de investigação desenvolvidos sobre o comportamento de modelos experimentais de alvenaria de pedra, simples ou com aplicação de reforço, sujeitos a ensaios laboratoriais ou *in-situ*. Estes trabalhos foram realizados nos últimos anos por unidades de investigação nacionais e internacionais¹.

Os trabalhos referidos são apenas indicativos e pretendem enquadrar o estado actual do conhecimento nesta área. Os resultados analisados não são directamente comparáveis com a presente dissertação, dado que as variáveis envolvidas (como os materiais, as suas características, entre outras) diferem das aplicadas no modelo experimental ensaiado neste trabalho.

3.2. Trabalhos experimentais

Esta apresentação está dividida em trabalhos nacionais e trabalhos internacionais.

Na tabela 3.1 sintetizam-se os trabalhos nacionais estudados seguindo-se a sua descrição sumária. Os trabalhos realizados na FCT/UNL, por terem sido desenvolvidos na sequência da tese de doutoramento do orientador científico desta dissertação, são analisados em último lugar. Mais adiante, na tabela 3.4 repete-se o procedimento para os trabalhos internacionais.

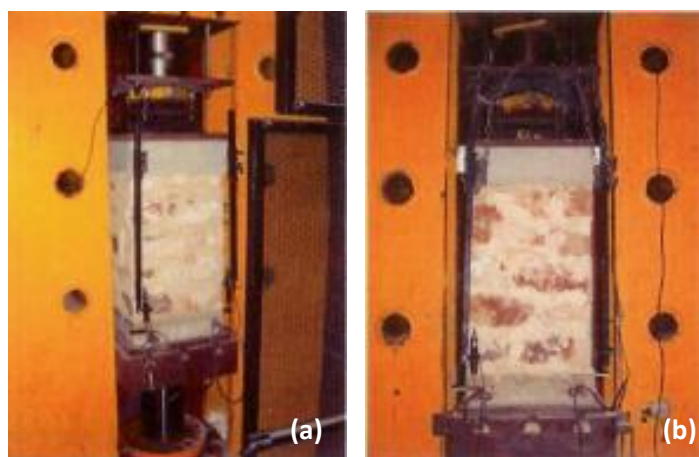
¹ Para além dos modelos experimentais de alvenaria de pedra foram também considerados: dois modelos de tijolo e um de adobe, devido ao reforço utilizado e ao critério definido em analisar um trabalho de cada unidade de investigação nacional.

Tabela 3.1 - Trabalhos de investigação nacionais

Unidade de investigação	Data	Trabalho	Tipo de ensaio
Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa	2008	Caracterização mecânica de paredes resistentes em alvenaria de pedra através de ensaios não destrutivos [12]	Laboratorial Compressão axial
Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto	2010	Análise do comportamento mecânico de paredes de alvenaria de pedra de um pano [2]	Laboratorial Compressão uniaxial
Universidade de Coimbra	2005	Caracterização das paredes de alvenaria da vila de Tentúgal [39]	<i>In-situ</i> Macacos planos duplos
Universidade de Aveiro	2008	Caracterização do comportamento estrutural de paredes de alvenaria de adobe [71]	<i>In-situ</i> Cíclico no plano/fora do plano Laboratorial Cíclico no plano
Universidade do Minho	2006	Comportamento experimental de paredes de alvenaria de panos múltiplos [46]	Laboratorial Compressão uniaxial
Laboratório Nacional de Engenharia Civil	2008	Testes em mesa sísmica de uma estrutura de grande escala reforçada com duas técnicas diferentes, utilizando redes poliméricas [9]	Laboratorial Mesa sísmica
Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa	2007	Paredes de alvenaria ordinária - Estudo experimental com modelos simples e reforçados [51]	Laboratorial Compressão axial
	2010	Análise experimental de um murete de alvenaria de pedra tradicional [44]	
	2010	Análise experimental de um murete de alvenaria de pedra tradicional reforçado com confinamento transversal contínuo por fitas metálicas [24]	
	2011	Análise experimental de um murete de alvenaria de pedra tradicional de grandes dimensões [18]	
	2011	Análise experimental de um murete de alvenaria de pedra tradicional de grandes dimensões. Efeito do confinamento transversal contínuo por fitas metálicas [57]	

- **Caracterização mecânica de paredes resistentes em alvenaria de pedra através de ensaios não destrutivos [12]**

No âmbito do trabalho desenvolvido por J. Carvalho [12], com o objectivo de conhecer e caracterizar mecanicamente as paredes resistentes de edifícios antigos, através da inspecção e de ensaios não destrutivos, foram realizados ensaios de compressão até à rotura dos modelos, fig. 3.1. Para tal foram construídas duas paredes de alvenaria de pedra tradicional, utilizando pedra calcária com as características indicadas na tabela 3.2.



(a) — parede de argamassa de cal aérea; (b) — parede de argamassa de cal hidráulica

Fig. 3.1 - Modelos experimentais ensaiados à compressão axial por J. Carvalho [12]

Tabela 3.2 - Resumo das características dos modelos ensaiados à compressão axial por J. Carvalho [12]

Modelo	Comprimento [m]	Espessura [m]	Altura [m]	Tipo de Argamassa	Traço
Parede 1	0,40	0,40	0,60	cal hidráulica: areia do rio: areia de mina	1:2:1
Parede 2				cal aérea: areia do rio: areia de mina	

Com estes ensaios pretendia-se determinar o módulo de elasticidade e a resistência à compressão das respectivas paredes. Estas foram ensaiadas cinco meses após a sua construção, altura em que após ensaios ultra sónicos, as argamassas tinham ganho presa e se encontravam endurecidas. Os valores de tensão de rotura de tracção por flexão e de

compressão considerados pelo autor, para as argamassas aos 195 dias, estão indicados na tabela 3.3.

Tabela 3.3 - Valores considerados por J. Carvalho [12]

Tipo de argamassa	Tensão de rotura de tracção por flexão [MPa]	Tensão de rotura de compressão [MPa]
Argamassa de cal aérea	0,25	0,60
Argamassa de cal hidráulica	0,25	1,00

No ensaio realizado à parede de argamassa de cal aérea foram realizadas três etapas de 150kN, aplicando-se uma força uniforme progressiva de 1kN/s. Verificou-se que este modelo atingiu a rotura durante o terceiro patamar, fig. 3.2, registando-se uma força máxima de 397kN correspondendo uma tensão última de 2,48MPa.

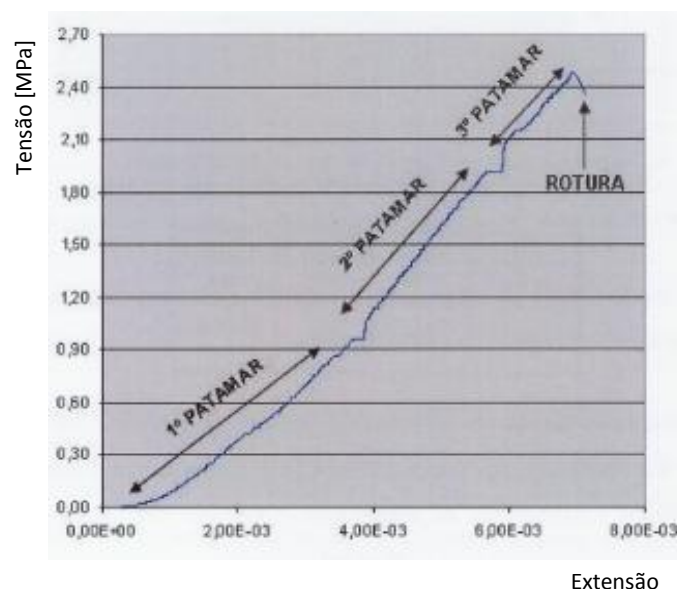


Fig. 3.2 - Diagrama de tensões - extensões da parede de argamassa de cal aérea [12]

Na parede de argamassa de cal hidráulica, fizeram-se três etapas de 250kN, aplicando-se desta vez uma força uniforme progressiva de 1,5kN/s. No final da terceira etapa foi decidido descarregar a força aplicada na parede, levando-a posteriormente à rotura num único ciclo, fig. 3.3.

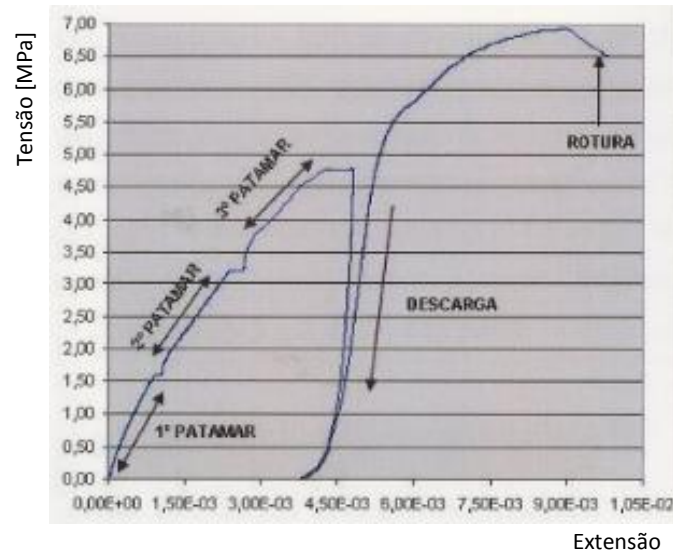


Fig. 3.3 - Diagrama de tensões - extensões da parede de argamassa de cal hidráulica [12]

A rotura desta parede foi atingida para uma força de 1108kN correspondendo uma tensão última de 6,92MPa.

- **Análise do comportamento mecânico de paredes de alvenaria de pedra de um pano [2]**

O estudo realizado na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto consistiu na recolha e transporte de uma parede de um edifício, que se destinava a ser demolida, para o Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE). A parede era proveniente de um edifício localizado na cidade do Porto, construído em 1916 para fins industriais, e que se encontrava na altura em reabilitação, fig. 3.4. Em termos gerais a alvenaria era constituída por pedras rectangulares de médio e grande porte (50cm a 90cm na diagonal), enquanto as juntas eram constituídas por uma argamassa de cal e areia na proporção 1:3, com espessura entre 0,5cm e 2cm.



Fig. 3.4 - Remoção e transporte dos painéis para o LESE [2]

A referida parede foi cortada em quatro painéis de 1,2m de largura (PP1 a PP4) e dois painéis de 1,6m de largura (PG1 e PG2), todos com 0,40m de espessura e 2,5m de altura. Neste trabalho, só os painéis PP1 a PP3 foram sujeitos a ensaios de compressão uniaxial, sendo que no painel PP3 o ensaio foi realizado antes e após a injeção com argamassa de cal. Antes de ensaiados, os painéis foram confinados lateralmente por tirantes colocados ao longo da altura dos painéis, fig. 3.5.



Fig. 3.5 - Sistema de ensaio utilizado por C. Almeida *et al.* [2]

Os ensaios aos painéis PP1 e PP2 foram compostos por três fases. Primeiro, as barras horizontais foram traccionadas até uma carga total de 8kN, sendo depois os painéis comprimidos monotonicamente, e por fim removido o confinamento lateral e comprimidos novamente.

No painel PP1, o deslocamento vertical máximo registado foi de 40mm para uma força máxima de 1700kN, enquanto no painel PP2, o deslocamento máximo foi de 23mm para uma força máxima de 1200kN. A análise dos diagramas tensão-deformação, fig. 3.6, mostra que a compressão da parede atingiu tensões de 3,94MPa para o painel PP1 e 2,50MPa para o painel PP2, reduzindo depois para 1,87MPa e 1,34MPa respectivamente, depois de aliviado o confinamento lateral. Os principais danos observados durante o ensaio foram um padrão de fissuração vertical, seguido de esmagamento e rachadura de algumas pedras.

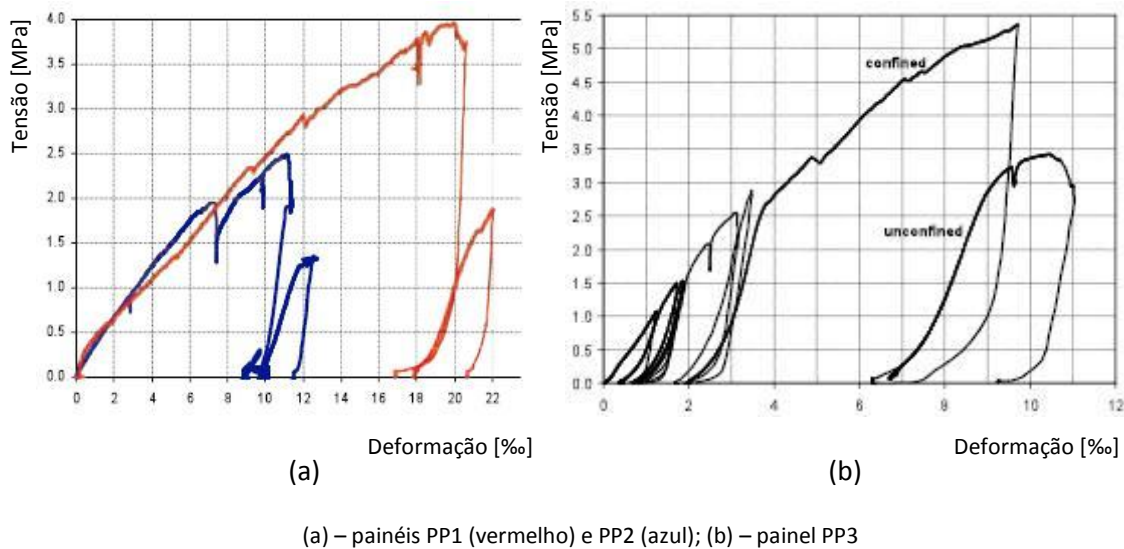


Fig. 3.6 - Diagramas tensão - deformação obtidos no estudo de C. Almeida *et al.* [2]

Relativamente ao painel PP3, foi submetido a um primeiro ciclo de carga até 500kN e um segundo até 700kN. Após a injeção de argamassa foi sujeito novamente a estes ciclos e também com uma carga de 1200kN. Com a injeção, o painel atingiu uma tensão máxima de 5,4MPa exibindo um aumento de força de 60%, comparando com PP1 e PP2.

- **Caracterização das paredes de alvenaria da vila de Tentúgal [39]**

No trabalho realizado por P. Lourenço *et al.* [39] foi adoptado a vila de Tentúgal, distrito de Coimbra, como caso de estudo. Procedeu-se ao levantamento da tipologia das paredes de alvenaria através da criação de uma base de dados, realizando-se também uma caracterização mecânica das paredes, através de ensaios com macacos-planos e ensaios em carotes extraídas de blocos de pedra existentes no local.

Os edifícios analisados tinham um número de pisos reduzido (17% com um piso, 66% com dois pisos e 17% com três pisos), sendo a alvenaria constituída quase exclusivamente de pedra de Anã (pedra calcária de cor clara), de dimensão média e forma irregular ou do tipo laje, fig. 3.7. As juntas apresentavam uma espessura de 2cm ou superior e eram formadas por argamassa de barro e cal, com reduzidas propriedades mecânicas.



Fig. 3.7 - Aspecto da alvenaria estudada no trabalho de P. Lourenço *et al.* [39]

Como referido anteriormente, para a caracterização mecânica das alvenarias executaram-se ensaios com macacos-planos, permitindo conhecer a resistência à compressão e o módulo de elasticidade. Estes ensaios consistem na introdução de um macaco plano num rasgo horizontal aberto na alvenaria, preferencialmente numa junta de argamassa, fig. 3.8. Os ensaios podem ser simples, para medir o estado de tensão instalado, ou duplos, utilizando-se dois macacos para avaliar o módulo de elasticidade e a resistência.



Fig. 3.8 - Ensaio duplo com macacos planos realizado por P. Lourenço *et al.* [39]

Neste estudo efectuaram-se quatro ensaios simples e oito ensaios duplos, tendo os primeiros registados valores de tensões instaladas na ordem dos 0,2MPa, enquanto os ensaios duplos conduziram a valores para o módulo de elasticidade, E , de 0,3GPa e para a resistência à compressão f_m de 1,0MPa.

A caracterização mecânica da pedra consistiu na realização de ensaios à compressão uniaxial de carotes, tanto em provetes secos como em provetes saturados. Verificou-se que o módulo

de elasticidade era baixo, obtendo-se uma relação entre o módulo de elasticidade e a resistência à compressão dada por $E = 47f_c$ e $E = 62f_c$, respectivamente para provetes secos e saturados.

Verifica-se que o valor médio obtido para o módulo de elasticidade da alvenaria é 12% do valor registado para a pedra de Ançã, e que a resistência média à compressão da alvenaria é 2% do valor verificado nos provetes secos da pedra de Ançã. Tal resultado indica, que a resposta deste tipo de alvenaria, é essencialmente controlada pela argamassa e aparelho, e não pela pedra.

- **Caracterização do comportamento estrutural de paredes de alvenaria de adobe [71]**

O estudo desenvolvido na Universidade de Aveiro por H. Varum *et al.* [71] incidiu no comportamento e nas propriedades mecânicas do adobe presente nas construções da região. Deste modo, efectuaram-se levantamentos dimensionais e diversos ensaios, laboratoriais e in situ, sob solicitações verticais para simular as acções permanentes e sobrecargas, combinadas com solicitações horizontais cíclicas, simulando a ocorrência de sismos.

Utilizando blocos de adobe retirados de um edifício da região, com valores médios de resistência à compressão e módulo de elasticidade de 1,10MPa e 147,3MPa, construiu-se uma parede com 1,08m×1,02m×0,185m. A argamassa produzida para o efeito apresentava uma resistência à compressão de 1,42MPa e módulo de elasticidade de 112,8MPa. O apoio na base simulava uma ligação de encastramento, onde a rotação era impedida para fora do plano da parede.

Foram realizados ensaios dinâmicos não destrutivos, onde foram medidas as frequências próprias da parede, e posteriormente realizou-se um ensaio destrutivo com imposição de forças horizontais cíclicas, fig. 3.9.



Fig. 3.9 - Dispositivo de ensaio cíclico da parede de adobe em laboratório [71]

Nos ensaios dinâmicos procedeu-se à leitura, através de um sismógrafo, da frequência própria na direcção horizontal, registando-se 10,94Hz e um módulo de elasticidade médio de 310MPa. Nos ensaios cíclicos aplicou-se 2,86kN de carga vertical sobre a parede, sendo impostas forças horizontais no plano da parede, em ciclos de amplitude crescente até à rotura da parede. Mediram-se os deslocamentos e a força horizontal máxima aplicada, 3,20kN, enquanto o modo de rotura se caracterizou pela abertura de uma fenda horizontal na base da parede. No gráfico da fig. 3.10 observa-se a resposta à solitação horizontal cíclica.

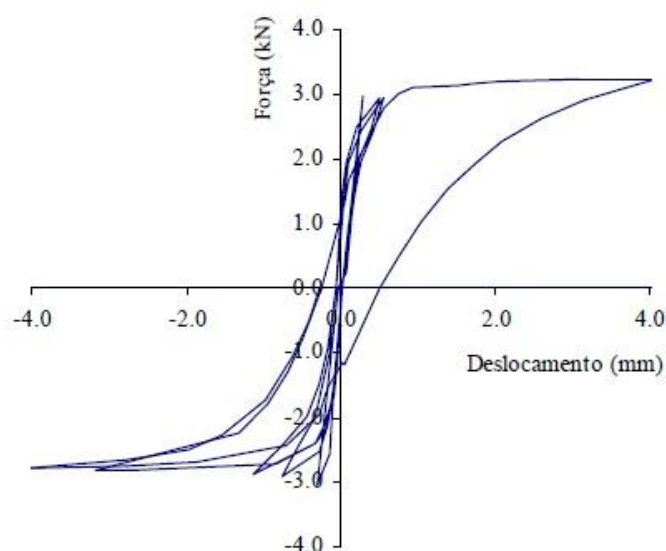


Fig. 3.10 - Diagrama força-deslocamento no topo da parede de H. Varum *et al.* [71]

Para forças aplicadas inferiores à cedência (cerca de 3kN), a deformação é relativamente contida, crescendo bastante para valores superiores a este.

Os ensaios realizados na própria construção (in situ), fig. 3.11, possibilitam a avaliação do funcionamento global da estrutura, obtendo-se valores mais rigorosos. A metodologia utilizada foi semelhante aos ensaios laboratoriais, registando-se para os ensaios dinâmicos uma frequência de 2,20Hz na direcção transversal da parede e um módulo de elasticidade médio de 101,2MPa.

Para caracterizar o comportamento de uma parede da construção em estudo, foram realizados ensaios cíclicos semi-destrutivos no plano, e depois ensaios cíclicos destrutivos fora do plano, controlando as forças e registando os deslocamentos correspondentes.



Fig. 3.11 - Parede ensaiada in situ por H. Varum *et al.* [71]

Os ensaios cíclicos no plano averbaram uma força horizontal máxima de 10,7kN, enquanto nos ensaios cíclicos fora do plano, com ciclos de carga-descarga num só sentido, registaram-se 0,69kN de força horizontal máxima. Trata-se de um valor muito baixo quando comparado com a força aplicada no plano, 10,7kN, demonstrando a vulnerabilidade destes elementos face a acções horizontais como os sismos, sendo solicitados fora do plano.

- **Comportamento experimental de paredes de alvenaria de panos múltiplos [46]**

O estudo experimental desenvolvido no Laboratório de Engenharia Civil da Universidade do Minho por D. Oliveira *et al.* [46], baseava-se em ensaios de compressão uniaxial em paredes de três panos, simples e reforçadas com a aplicação de varões de fibra de vidro (GFRP) transversais às paredes.

Deste modo, construíram-se seis modelos experimentais de dimensões 0,60m×0,30m×1,1m, onde cada pano externo tem uma espessura de 0,10m, fig. 3.12. Estes foram executados com justaposição de pedras e ligadas por argamassa à base de cal e pozolana. As pedras utilizadas nestes modelos eram de granito, enquanto a argamassa tinha uma razão areia/ligante de 1:3 e uma razão água/ligante de 0,8 (traço em peso). Com vista à caracterização do comportamento mecânico da argamassa, realizaram-se ensaios à compressão em provetes cúbicos de dimensão 50mm×50mm×50mm aos 7, 28 e 90 dias de idade, obtendo-se respectivamente uma resistência de 0,5MPa, 2,9MPa e 2,2MPa.

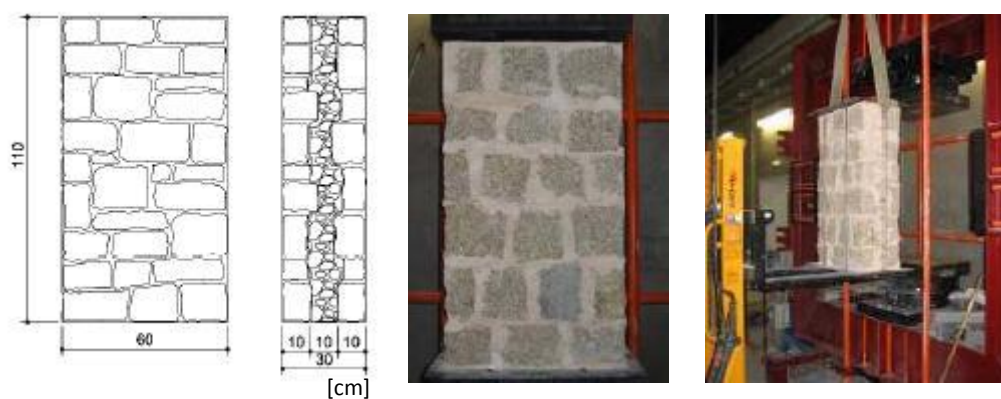


Fig. 3.12 - Modelos experimentais de D. Oliveira *et al.* [46]

Três dos modelos foram reforçados com a aplicação de dois varões de GFRP de 10mm de diâmetro em furos previamente realizados, sendo depois injectados com uma calda à base de cal.

As paredes simples apresentaram um valor médio de resistência à compressão de 1,8MPa, ao passo que as paredes reforçadas registaram um valor médio de 3,1MPa, fig. 3.13. Tal resultado traduz-se num aumento médio da resistência de 71% devido ao efeito de confinamento pelos varões de GFRP.



Fig. 3.13 - Sistema de ensaio utilizado no trabalho de D. Oliveira *et al.* [46]

Quanto ao módulo de elasticidade, calculado para o intervalo [30%-60%] da tensão máxima, o valor médio obtido foi de 0,72GPa para as paredes simples e de 0,67GPa para as paredes

reforçadas. Este registo leva a crer que a aplicação do reforço não altera o módulo de elasticidade das paredes.

Além do ganho significativo da resistência das paredes, o reforço permitiu um aumento da deformação das paredes próximo da rotura. Isto foi possível devido aos varões de GFRP que alteraram o mecanismo de rotura das paredes. Nas paredes simples, o mecanismo de rotura é caracterizado pelo desenvolvimento de fendas horizontais, dando-se a rotura por rotação do pano externo para fora do seu plano. Quanto às paredes reforçadas, a rotura ocorreu antes da perda de ligação entre os varões de GFRP e a calda de injeção, o que significa que estes estarão sujeitos a um nível de tensão baixo.

- ***Testes em mesa sísmica de uma estrutura de grande escala, reforçada com duas técnicas diferentes utilizando redes poliméricas [9]***

Este trabalho foi desenvolvido nas instalações do LNEC, no âmbito do projecto “Enhancing Seismic Resistance and Durability of Natural Masonry Stone”. Os objectivos desta investigação incidiam no seguinte:

- demonstração do reforço da alvenaria de pedra natural através de redes poliméricas;
- análise do comportamento de alvenaria de pedra reforçada horizontalmente com camadas de redes poliméricas;
- análise do comportamento da alvenaria de pedra reparada, confinada com redes poliméricas;
- aquisição de dados para validação da análise numérica.

Para tal foi construído e ensaiado numa mesa sísmica, um modelo de grande escala, fig. 3.14. O modelo testado era constituído por pedras calcárias e juntas de argamassa reforçadas com rede polimérica, RichterGard 20 gridTM, num plano assimétrico. A argamassa era composta por 75% de areia, 18,75% de cal e 6,25% de cimento. As dimensões das paredes eram 3,6m de altura e 0,24m de espessura. O modelo foi construído sobre uma laje de betão armado com 0,2m de espessura, de modo a facilitar o seu transporte durante os ensaios.



Fig. 3.14 - Modelo à escala real de um edifício de alvenaria de pedra [9]

Após a primeira fase de ensaios o modelo foi novamente reforçado com rede polimérica nalgumas superfícies verticais, juntamente com uma argamassa de fibra, fig. 3.15. Com este tipo de confinamento pretendeu-se aumentar a capacidade de carga dos elementos estruturais, assim como a ductilidade da estrutura.



Fig. 3.15 - Reforço do modelo com rede polimérica e argamassa de fibra [9]

Relativamente aos danos observados, na fase I apareceram fissuras, principalmente na parte inferior do modelo, na ligação com a laje de betão armado sobre a qual foi construído, estendendo-se posteriormente em redor das aberturas do modelo, fig. 3.16.



Fig. 3.16 - Danos ocorridos após a primeira fase dos ensaios realizados por R. Bairrão *et al.* [9]

Durante a fase II dos ensaios, apareceram novamente algumas fissuras mas de dimensões inferiores e em menor quantidade do que na fase I, fig. 3.17.



Fig. 3.17 - Danos ocorridos após a segunda fase dos ensaios realizados por R. Bairrão *et al.* [9]

Da análise do modelo após a fase II constatou-se o seguinte:

- quase todas as fissuras surgiram na argamassa de cal, não atingindo os blocos de pedra. Não apareceram fendas inclinadas, o que significa uma boa resistência ao corte da rede polimérica;
- o reforço polimérico foi um bom substituto dos lintéis sobre as aberturas, visto que não apareceram fissuras nos cantos superiores destas;
- surgiram maior quantidade de fissuras na parte inferior do modelo do que na parte superior. Tal deve-se ao facto de o modelo de se encontrar fixo na base e livre no topo.

De seguida sintetizam-se os trabalhos anteriormente realizados na FCT-UNL, no âmbito do estudo sobre o comportamento mecânico de modelos experimentais de alvenaria de pedra tradicional, sujeitos a ensaios de compressão axial.

Descrevem-se os modelos experimentais, a sua constituição, propriedades e processo construtivo dos mesmos. Por fim, apresentam-se os resultados obtidos que servirão de referência aos resultados obtidos neste trabalho.

- ***Paredes de alvenaria ordinária – Estudo experimental com modelos simples e reforçados [51]***

Este trabalho é o principal elemento de referência desta dissertação.

Os modelos experimentais de alvenaria tradicional utilizados neste estudo, adiante designados por “muretes”, pretendiam representar as paredes reais dos edifícios antigos [51]. As dimensões e a constituição dos respectivos muretes foram definidas por F. Pinho com base: (i) na consulta de bibliografia diversa [5, 45, 70, 72]; (ii) na necessidade de que os resultados dos ensaios mecânicos fossem relacionáveis com situações reais de estruturas representativas desta solução construtiva, e (iii) nas dimensões do laboratório (LabDEC) onde decorreram os trabalhos experimentais, devido ao espaço necessário para a implementação do sistema de ensaio, preparação e movimentação dos muretes [51].

Desta forma, a composição volumétrica dos muretes era de 75% de pedra calcária e 25% de argamassa, ao traço volumétrico de uma parte de cal aérea hidratada para três partes de areia, repartidas igualmente por areia de rio e de areeiro.

Em Julho de 2002, foram construídos sessenta e dois muretes, dos quais quarenta e dois com 0,80m×1,20m×0,40m designados por “muretes pequenos”, e vinte com 1,20m×1,20m×0,40m designados por “muretes grandes”. Os muretes foram construídos sobre bases individuais de betão armado, segundo técnicas tradicionais, junto ao edifício do DEC, fig. 3.18.

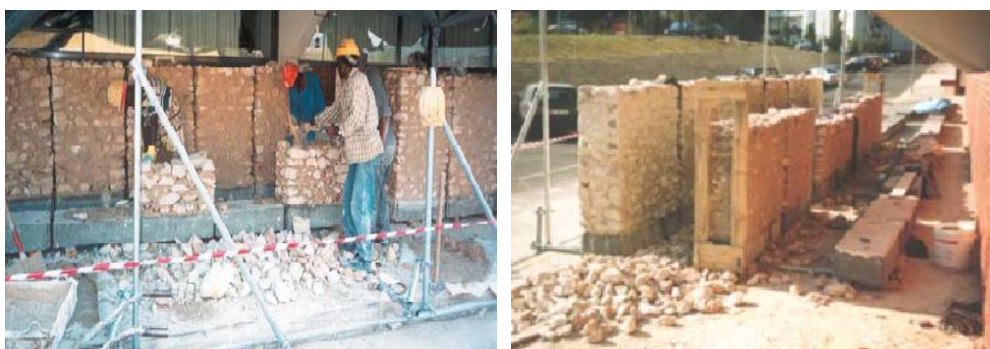


Fig. 3.18 - Construção dos muretes [51]

Para garantir um melhor travamento vertical da alvenaria, prepararam-se pedras com uma das dimensões superior à máxima dimensão da pedra de assentamento ($D=25$), nalguns casos com espessura próxima da do murete, denominadas por perpianhos. Estas eram colocadas a $1/3$ e $2/3$ da altura de cada murete (a $0,40\text{m}$ e a $0,80\text{m}$ acima das bases de apoio).

Com vista a proporcionar as melhores condições de cura possíveis, foi construído um “abrigo” coberto, fig. 3.19, de modo proteger os muretes da chuva e da incidência directa da luz solar, garantindo também uma boa ventilação natural.



Fig. 3.19 - Local de armazenamento dos muretes (adaptado de [51])

Para conhecer algumas das propriedades físicas, mecânicas e químicas dos materiais utilizados na construção dos muretes (pedra, areias, cal e argamassa), efectuaram-se diversos ensaios de caracterização. Esta caracterização foi obtida a partir de amostras retiradas durante a construção dos muretes.

Na tabela 3.4 resume-se as principais características físicas e mecânicas das pedras e da argamassa de assentamento, enquanto a restante caracterização é apresentada no Anexo I.

Tabela 3.4 - Características físicas e mecânicas dos principais constituintes dos muretes [51]

Característica	Pedra	Argamassa (aos 90 dias)
Massa volúmica real [kg/m^3]	2709,4	2590,1
Massa volúmica aparente [kg/m^3]	2490,6	1742,9
Porosidade aberta [%]	8,1	32,7
Resistência à compressão [MPa]	47,8	0,65

Em seguida, apresentam-se os ensaios de compressão axial sobre os muretes simples (M21, M32 e M43), fig. 3.20, e sobre duas soluções de reforço, designadas por *solução de reforço I* e *solução de reforço IV*.



Fig. 3.20 - Fases finais dos ensaios M21, M32, M43 realizados por F. Pinho [51]

Dos danos observados, constata-se que os muretes M32 e M43 tiveram um comportamento semelhante, formando-se uma fenda inclinada do canto superior esquerdo a um terço de altura do canto inferior direito. Quanto ao murete M21, verificou-se a formação de uma fenda vertical no lado esquerdo, desenvolvendo-se do centro para os topos do murete. Esta configuração de rotura foi, possivelmente, causada pela junta vertical “contínua” que nesse local existia. Ambas as roturas foram do tipo frágil, irreversíveis e com perda da capacidade resistente a partir do instante em que ocorria a desagregação da alvenaria.

Na fig. 3.21 apresenta-se os diagramas força - deslocamento e tensão - deformação dos muretes ensaiados, enquanto na tabela 3.5 resumem-se os resultados obtidos.

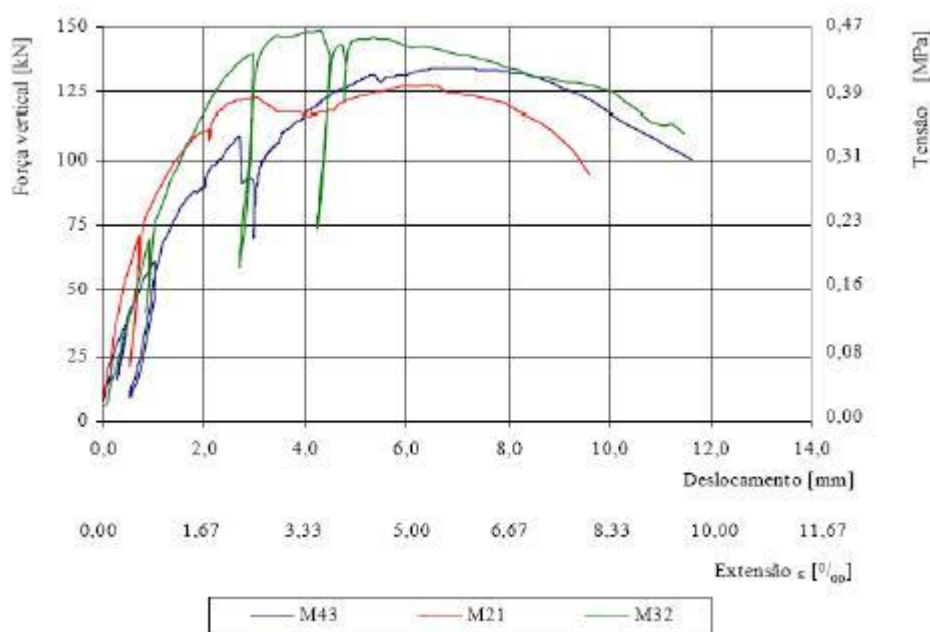


Fig. 3.21 - Diagrama força - deslocamento e tensão - deformação dos muretes simples M43, M21, M32 [51]

Tabela 3.5 - Resultados registados nos muretes de referência de F. Pinho [51]

Murete simples	Dimensões médias [m]			Força máxima aplicada [kN]	Tensão máxima aplicada [MPa]
	Comprimento	Altura	Espessura		
M21	0,80	1,20	0,40	127,7	0,40
M32				148,5	0,46
M43				134,2	0,42
Média				136,8	0,43

Nestes muretes os valores médios registados foram de 136,8kN para a força máxima correspondendo uma tensão máxima de 0,43MPa, enquanto a profundidade de carbonatação da argamassa foi de 27,5% da espessura total. O deslocamento registado na força máxima foi de 5,8mm.

Relativamente aos muretes reforçados, a *Solução de Reforço I* consistia na utilização de conectores transversais isolados, constituídos por varões roscados de aço galvanizado com afastamentos de 0,40m, tanto na horizontal como na vertical, fig. 3.22. Os varões roscados, M12, tinham 50cm de comprimento e eram ligados às faces dos muretes através de chapas metálicas, de dimensão 100mm×100mm e espessura de 5mm. Nesta série foram ensaiados os

muretes M41, M44 e M28, com o intuito de avaliar a influência do confinamento transversal simples no comportamento mecânico dos muretes.

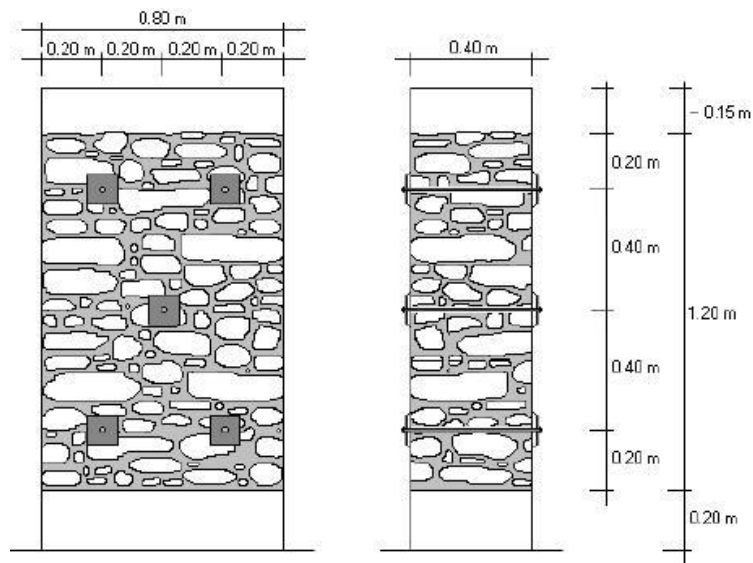


Fig. 3.22 - Configuração da solução de reforço I de F. Pinho [51]

A fig. 3.23 apresenta o diagrama força - deslocamento e tensão - deformação registrados para estes muretes.

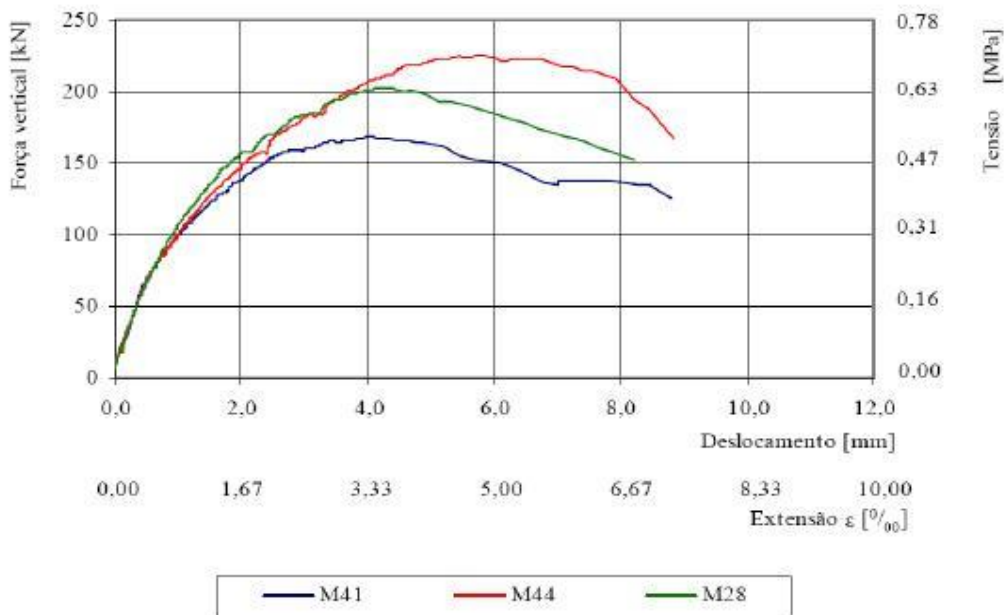


Fig. 3.23 - Diagrama força - deslocamento e tensão - deformação dos muretes com a solução de reforço I (M41, M44, M28) [51]

Na tabela 3.6 sintetizam-se os resultados obtidos para esta solução de reforço.

Tabela 3.6 - Resultados verificados nos ensaios da solução de reforço I de F. Pinho [51]

Sol. Reforço I	Dimensões médias [m]			Força máxima aplicada [kN]	Tensão máxima aplicada [Mpa]
	Comprimento	Altura	Espessura		
M41	0,80	1,20	0,40	168,5	0,53
M44				266,0	0,72
M28				203,3	0,63
Média				212,6	0,63

A *Solução de Reforço IV* baseava-se num reforço com reboco de argamassa bastarda, armado com rede de fibra de vidro e um confinamento transversal contínuo. O confinamento consistia na passagem de fios de aço zincado por cada furo, num total de quatro por furo, “cosendo” a alvenaria num processo contínuo. Em cada murete havia cinco furos, o que perfazia uma área total de aço de $50,24\text{mm}^2$. Posteriormente era aplicado um reboco de argamassa bastarda ao traço volumétrico de 1:1:6, respectivamente cimento, cal aérea e areia (de rio e de areeiro, em partes iguais). Era aplicado em duas camadas com cerca de 1,5cm e armado com rede dupla de fibra de vidro com densidade de 120g/m^2 , fig. 3.24. Por fim, os furos eram injectados, através de negativos previamente colocados, com uma calda de cimento de relação $A/L = 0,4$. Os muretes ensaiados com esta solução de reforço foram: M34, M29 e M27.

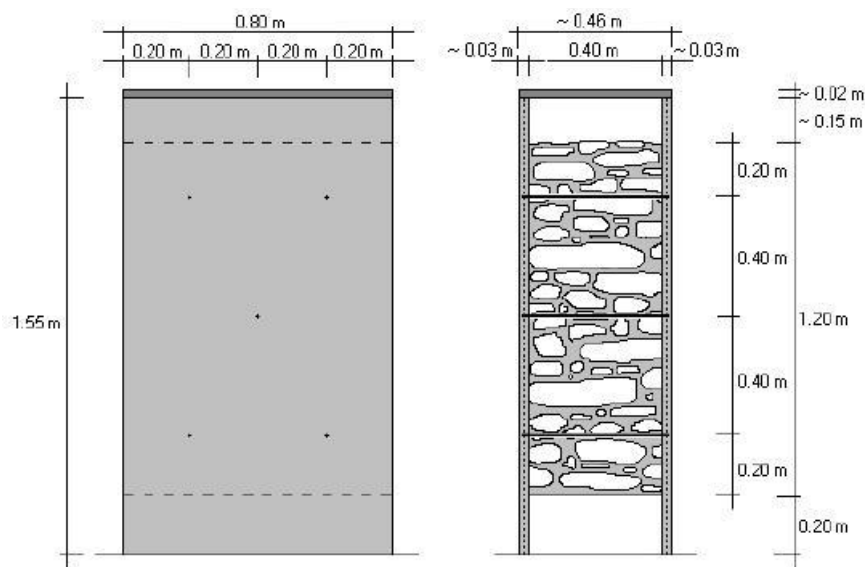


Fig. 3.24 – Configuração da solução de reforço IV de F. Pinho [51]

Na fig. 3.25 apresenta-se o diagrama força - deslocamento relativo aos muretes reforçados com a solução de reforço IV.

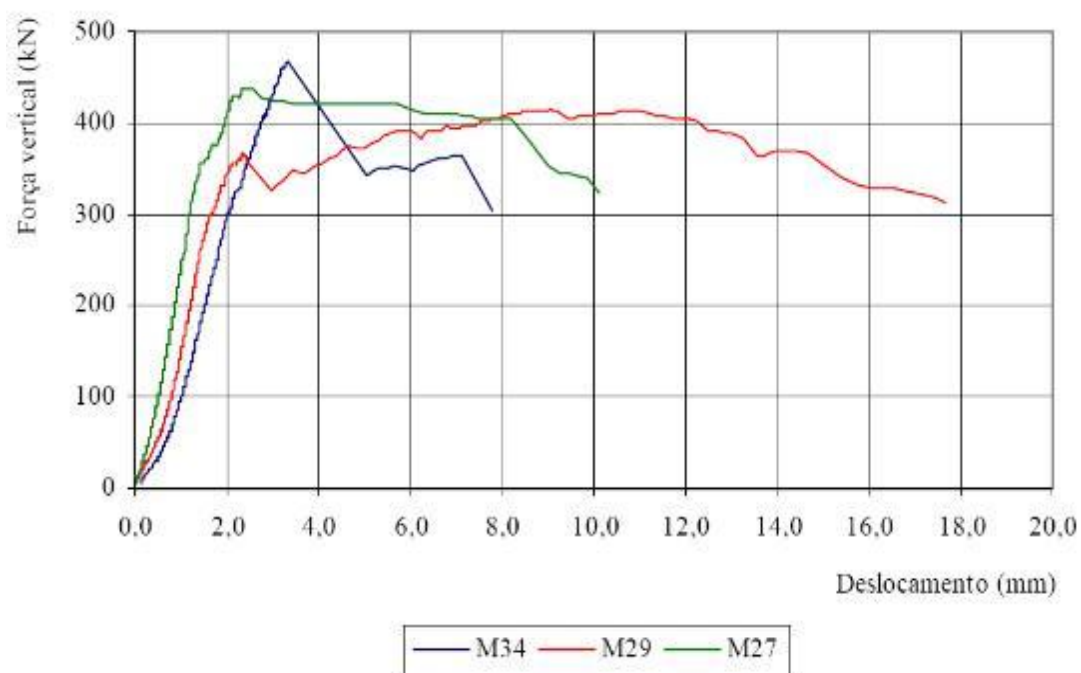


Fig. 3.25 - Diagrama força - deslocamento dos muretes reforçados com a solução de reforço IV (M34, M29, M27) [51]

Os resultados registados nesta solução estão indicados na tabela 3.7.

Tabela 3.7 - Resultados obtidos para a solução de reforço IV de F. Pinho [51]

Sol. Reforço IV	Dimensões médias [m]			Força máxima aplicada [kN]
	Comprimento	Altura	Espessura	
M34	0,80	1,20	0,40	467,5
M20				414,6
M27				438,7
Média				440,3

Na sequência da Tese de Doutoramento de F. Pinho [51], apresenta-se de seguida um conjunto de trabalhos realizados na FCT/UNL, no âmbito de dissertações de mestrado, utilizando ainda muretes desse trabalho.

- **Análise experimental de um murete de alvenaria de pedra tradicional [44]**

Neste trabalho realizado por H. Morais [44, 51] foi ensaiado à compressão axial, um murete de dimensões 0,80m×0,40m×1,20m (comprimento, largura e altura). Na fig. 3.26 apresenta-se o aspecto final do murete M36 antes e após o ensaio.



Fig. 3.26 - Murete ensaiado por H. Morais [44, 51]

Dos danos observados, constata-se a formação de uma cunha triangular no terço central da zona esquerda do murete M36, sendo a rotura muito semelhante ao murete M43 (ensaiado por F. Pinho [51]), com o surgimento de uma fenda inclinada desde o canto superior esquerdo até ao canto inferior direito. Na fig. 3.27 apresentam-se os resultados obtidos durante o ensaio.

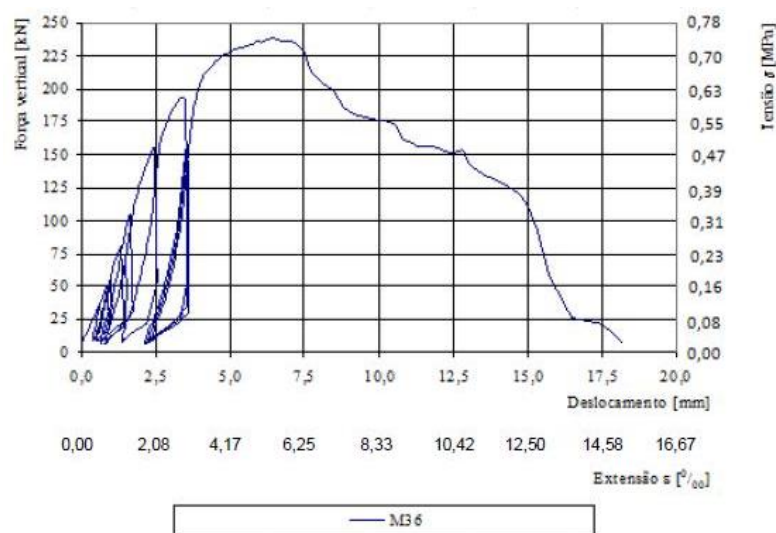


Fig. 3.27 - Diagrama força – deslocamento e tensão - deformação obtido por H. Morais [44]

Analisando o diagrama anterior constata-se que o murete M36 atingiu uma força máxima de 238,3kN, à qual corresponde uma tensão máxima de 0,74MPa e um deslocamento de 6,5mm.

- ***Análise experimental de um murete de alvenaria de pedra tradicional reforçado com confinamento transversal contínuo por fitas metálicas [24]***

Este trabalho realizado por M. Fonseca [24, 51] consistiu no ensaio à compressão axial do murete M45, de dimensões 0,80m×0,40m×1,20m, reforçado com fitas metálicas em aço inox. Estas fitas apresentavam espessura de 1mm e secção de 12,7mm², enquanto os testes de tracção às mesmas indicaram uma resistência à força máxima de 6,98kN, extensão máxima de 17,22% e tensão de cedência de 217,95MPa (valores médios).

Na fig. 3.28 apresenta-se o aspecto final do murete M45 antes e depois do ensaio.



Fig. 3.28 - Murete ensaiado por M. Fonseca [24, 51]

Também o colapso do murete M45 ocorreu com a formação de uma fenda inclinada desde o canto superior esquerdo até ao canto inferior direito.

Em termos de resultados, a força máxima registada neste ensaio foi de 253,3kN correspondendo uma tensão máxima de 0,79MPa, enquanto o deslocamento máximo foi de 13,2mm.

Comparando com o trabalho anterior, constata-se um ganho de resistência mecânica resultante da aplicação do reforço, de aproximadamente 7%.

Na fig. 3.29 apresenta-se o diagrama força – deslocamento obtido no respectivo ensaio.

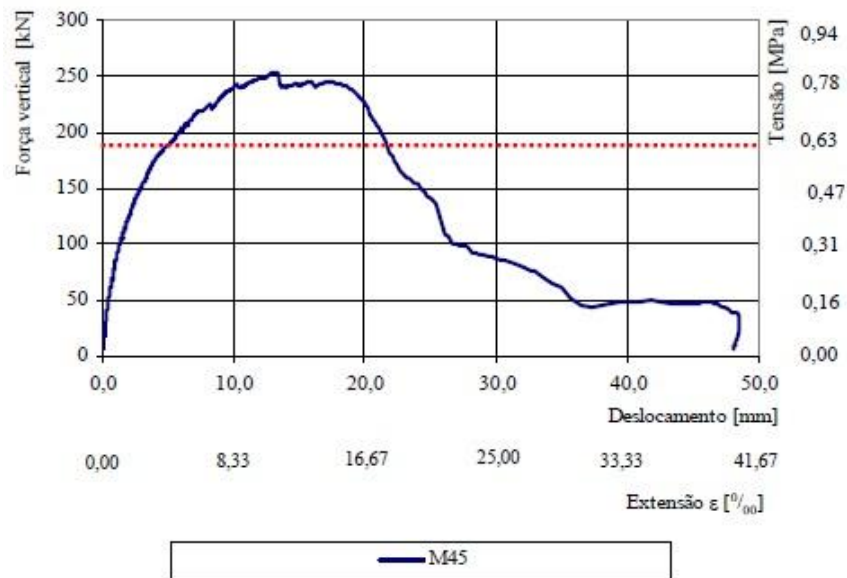


Fig. 3.29 - Diagrama força – deslocamento e tensão - deformação obtido por M. Fonseca [24]

- Análise experimental de um murete de alvenaria de pedra tradicional de grandes dimensões [18]**

Neste trabalho realizado por J. Correia [18, 51] foi ensaiado o murete M9, que contrariamente aos dois trabalhos anteriores, apresentava dimensões superiores, 1,20m×0,40m×1,20m (comprimento, largura e altura). Este murete foi igualmente ensaiado à compressão axial, em Janeiro de 2011, sem qualquer aplicação de reforço.

Na fig. 3.30 apresenta-se o murete M9 antes e depois do ensaio.



Fig. 3.30 - Murete ensaiado por J. Correia [18, 51]

Neste murete deu-se uma rotura do tipo frágil para fora do plano, traduzindo-se no colapso total do murete.

A força máxima registada foi de 288,4kN, correspondendo uma tensão máxima de 0,60MPa e um deslocamento máximo de 5,4mm.

Na fig. 3.31 apresenta-se o diagrama força – deslocamento e tensão – deformação obtidos neste ensaio.

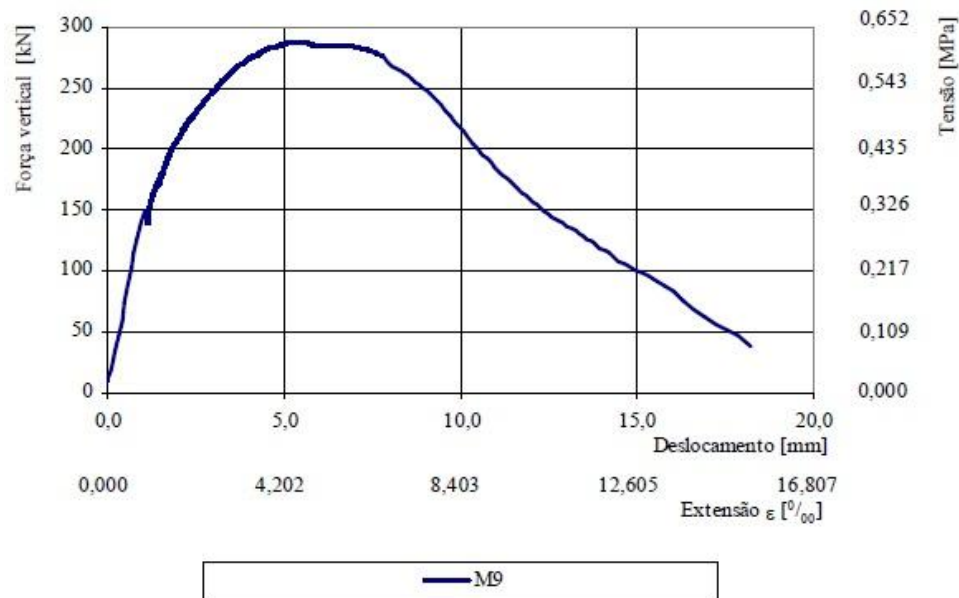


Fig. 3.31 - Diagrama força – deslocamento e tensão - deformação obtido por J. Correia [18]

- **Análise experimental de um murete de alvenaria de pedra tradicional de grandes dimensões. Efeito do confinamento transversal contínuo por fitas metálicas [57]**

Este trabalho realizado por P. Rodrigues [57, 51], consistiu num ensaio de compressão axial a um murete com as dimensões 1,20m×0,40m×1,20m (murete M8). Este murete foi reforçado com confinamento transversal contínuo por fitas metálicas de aço inox. As fitas apresentavam uma espessura média de 1,18mm e uma secção de 12,6mm², enquanto os ensaios de tracção indicaram uma resistência à força máxima de 9,28kN, uma extensão na força máxima de 47,89% e uma tensão de cedência de 298,63MPa (valores médios).

Na fig. 3.32 apresenta-se o murete M8, antes do ensaio e após o mesmo.

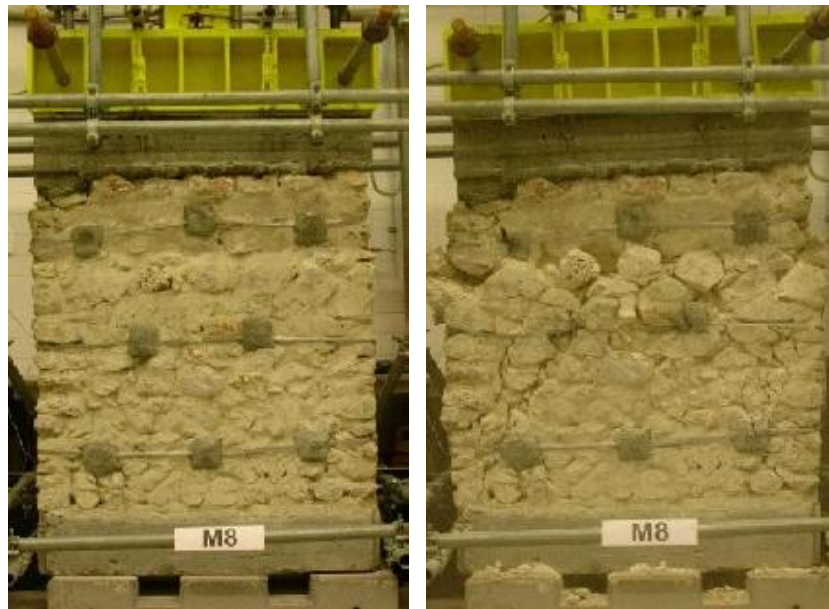


Fig. 3.32 – Murete ensaiado por P. Rodrigues [57, 51]

A rotura deste murete caracterizou-se pela formação de fendas diagonais com início nos cantos inferiores esquerdo e direito.

A força máxima registada foi de 366,7kN, correspondendo uma tensão máxima de 0,76MPa, enquanto o deslocamento na força máxima foi de 9,9mm, fig. 3.33.

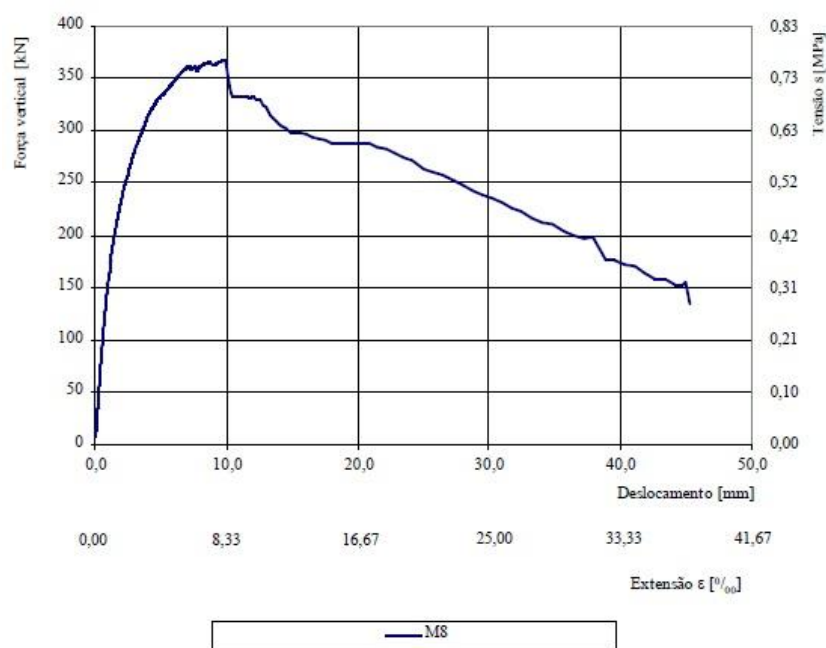


Fig. 3.33 - Diagrama força – deslocamento e tensão - deformação obtido por P. Rodrigues [57]

Comparando os muretes com as mesmas dimensões, M8 e M9, constata-se um incremento de resistência mecânica na ordem dos 27% com a aplicação do confinamento transversal contínuo. Verificou-se igualmente, um acréscimo significativo na deformação do murete M8.

Tabela 3.8 - Trabalhos de investigação internacionais

Unidade de investigação	Data	Trabalho	Tipo de ensaio
University of Calgary, Canada	2010	Efeito das ancoragens em paredes de alvenaria de pedra de múltiplos panos [64]	Laboratorial Compressão axial Ensaio de vibração livre
Basilicata University Potenza, Italy	2002	Novas tecnologias para a reabilitação estrutural de construções de alvenaria: conceito, validação experimental e aplicação do sistema CAM [21]	Laboratorial Compressão axial Compressão diagonal
Faculty of Engineering of Bilbao, Spain	2009	Análise experimental de paredes de alvenaria de pedra reforçada com materiais compósitos [22]	Laboratorial Compressão axial excêntrica
University of Roorkee, India	2000	Avaliação da resistência sísmica de edifícios de alvenaria de pedra e medidas de reforço [61]	Laboratorial Mesa sísmica
University of Padua, Italy	2009	Contribuição para a caracterização de tipologias de alvenaria através de investigação de ondas sonoras [69]	<i>In-situ</i> /Laboratorial Ensaio sónicos
University of Manitoba, Canada	2010	Investigação do módulo de elasticidade e módulo de distorção em parede de alvenaria de tijolo sob carga lateral [1]	Laboratorial Compressão axial e corte
University of Pavia, Italy	2010	Caracterização experimental das propriedades mecânicas da alvenaria de pedra [41]	Laboratorial Compressão axial Compressão diagonal
European Centre for Training and Research in Earthquake Engineering, Pavia, Italy	2010	Teste em mesa sísmica de uma estrutura de alvenaria de pedra de dois pisos, reforçada com têxteis multifuncionais [66]	Laboratorial Mesa sísmica

- ***Efeito das ancoragens em paredes de alvenaria de pedra de múltiplos panos [64]***

Este estudo realizado no Canadá por M. Sorour *et al.* [64], tinha como principal objectivo identificar os efeitos das ancoragens no comportamento das paredes em condições de cargas

diferentes. Para tal foram construídas oito paredes de alvenaria de pedra de três panos com $2,75\text{m} \times 2,0\text{m} \times 0,54\text{m}$. Os panos exteriores eram constituídos por arenito e calcário respectivamente, enquanto o núcleo central era formado por cascalho, desperdícios dos outros panos e argamassa. A argamassa utilizada era composta por areia, cal e água nas proporções 3:1:1.

Em duas das paredes não foi aplicado qualquer tipo de reforço, uma foi construída utilizando perpianhos, enquanto as restantes cinco paredes foram reforçadas com diferentes tipos de ancoragens: duas com ancoragens Cintec (barras de aço lisa com tecido em redor, onde se injecta o grout) instaladas durante a construção, fig. 3.34 (a); uma com ancoragem Cintec colocada depois da construção da parede, fig. 3.34 (b); uma com ancoragem Helifix (barra de aço helicoidal), fig. 3.34 (c); e a última parede com grampos de aço inoxidável colocados a cada metro quadrado, fig. 3.34 (d).

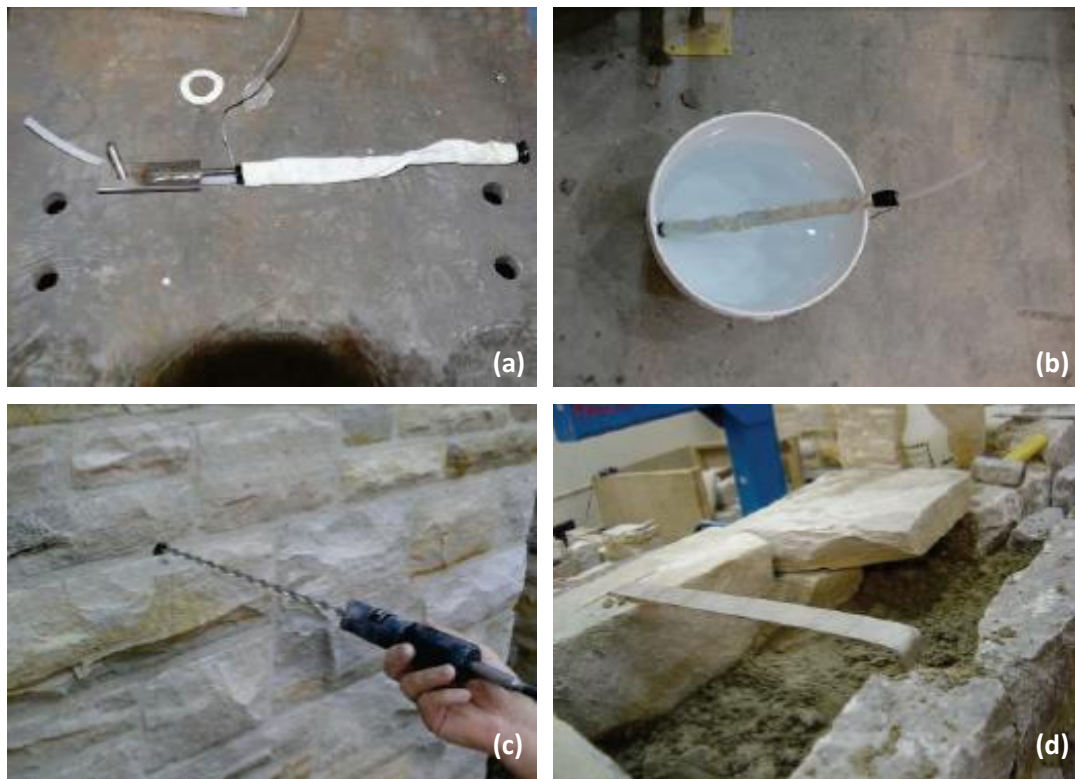


Fig. 3.34 - Diferentes tipos de reforço aplicados no estudo de M. Sorour *et al.* [64]

Os modelos foram sujeitos primeiramente a ensaios de compressão axial e depois a ensaios de vibração livre. O sistema de ensaio era composto por dois actuadores verticais, permitindo uma melhor distribuição das cargas, e um actuador horizontal, fig. 3.35.



Fig. 3.35 - Sistema de ensaio utilizado por M. Sorour *et al.* [64]

Nos ensaios de compressão axial foi aplicado três vezes um nível de tensão até aos 0,55MPa, primeiro excentricamente no pano do calcário, depois com a carga excêntrica em relação ao pano de arenito e finalmente, com a carga aplicada concentricamente no eixo do modelo.

Posteriormente, os modelos foram submetidos a uma carga lateral, registando-se as cargas e os deslocamentos atingidos. Depois de atingido um certo valor de carga interrompia-se o processo, de modo a permitir a vibração livre dos modelos, registando-se as acelerações para determinar o amortecimento e a frequência natural.

Nos diversos modelos, verifica-se que as ancoragens não impediram o desenvolvimento de fissuras e a desagregação de algumas pedras, dado que estas surgiram tanto nos modelos reforçados como nos modelos simples, fig. 3.36. Tal facto indica que a eficácia das ancoragens na ligação entre os panos é limitada às pedras onde se encontram instaladas, não se estendendo à sua vizinhança. Resultado este que vai de encontro aos resultados de Valluzi *et al.* [70], que verificou que a aplicação de ancoragens não é o método mais eficaz no reforço deste tipo de alvenarias.



Fig. 3.36 - Danos ocorridos nos modelos experimentais de M. Sorour *et al.* [64]

- ***Novas tecnologias para a reabilitação estrutural de construções de alvenaria: conceito, validação experimental e aplicação do sistema CAM [21]***

Este trabalho desenvolvido em Itália por M. Dolce *et al.* [20] apresenta algumas semelhanças com a presente dissertação, nomeadamente o material de reforço aplicado nas alvenarias (fitas em aço inoxidável).

O sistema CAM tem como finalidade conferir maior compacidade à alvenaria, melhorar a ligação entre os diversos elementos estruturais (paredes, vigas e pilares), assim como melhorar o comportamento global da alvenaria à flexão. À semelhança da presente dissertação, este sistema também consiste no confinamento da alvenaria com fitas de aço inoxidável, atravessando-a através de furos transversais ou contornando em caso de elementos compactos e regulares, fig. 3.37.



Fig. 3.37 - Aplicação do sistema CAM na reabilitação de um edifício [21]

Com o intuito de avaliar a melhoria da resistência e ductilidade, foram construídos cinquenta painéis com 0,90m×0,90m×0,12m em alvenaria de tijolo, assentes em diferentes tipos de argamassas (argamassas de cimento, cimento e cal, e de cal hidráulica), fig. 3.38. Foram também construídas vinte colunas com 0,32m×0,32m×0,82m, formadas exteriormente por tijolos com 5cm de espessura e no interior com argamassa de baixa qualidade misturada com fragmentos de tijolo. As fitas utilizadas no reforço tinham 0,75mm a 0,80mm de espessura e secção de 18mm a 20mm.



Fig. 3.38 - Modelos experimentais de M. Dolce *et al.* [21] antes de ensaiados

Até à publicação deste artigo tinham sido ensaiados dois painéis à compressão diagonal, primeiro até à rotura, sendo depois reforçados com o sistema CAM e ensaiados novamente, fig. 3.39. O primeiro ensaio a cada painel foi realizado com carga monotónica, enquanto o segundo ensaio, já depois de aplicado o reforço, com carga monotónica num dos painéis e com ciclos de carga e descarga no outro. Relativamente às colunas, estas foram reforçadas e ensaiadas à compressão, diferenciando o número de fitas aplicadas e o seu afastamento em altura. Na tabela 3.9 sintetizam-se os resultados obtidos nos ensaios.



(a) – rotura de painel não reforçado; (b), (c) – rotura de painel depois de reparado e reforçado com sistema CAM; (c1, c2, c3, c4) – colunas com diferentes configurações de reforço

Fig. 3.39 - Ensaios de compressão a painéis e colunas realizados por M. Dolce *et al.* [21]

Tabela 3.9 - Síntese dos resultados obtidos nos ensaios aos painéis de M. Dolce *et al.* [21]

	Modelo M3-B2 simples (monotónico)	Modelo M3-B2 reforçado (monotónico)	Modelo M3-B1 simples (monotónico)	Modelo M3-B1 reforçado (cíclico de 4 fases)
Deslocamento máximo [mm]	3,4	50,7	3,9	2,3/3,7/10,3/45,0
Força máxima [kN]	56,4	85,07	80,6	93,0
Energia dissipada [J]	103,3	3049,3	112,4	34+125+2300+3845=6304
Ciclos de carga/descarga	1	1	2	2/1; 12/2; 72/3; 84/6

Da análise dos dados é possível retirar as seguintes conclusões [21]:

- a aplicação do sistema CAM em painéis já degradados, para além de restaurar a resistência inicial, consegue aumentar essa mesma resistência;
- o aumento da força máxima exercida nos painéis, após o reforço, é de 50% no ensaio monotónico e de 15% no ensaio cíclico;
- a energia dissipada depois do reforço é trinta vezes superior no ensaio monotónico e cerca de sessenta vezes superior no caso do ensaio cíclico.

Nos ensaios nas colunas verificou-se um ganho de resistência na ordem dos 50% em amostras iniciais e cerca de 20% em amostras já ensaiadas à compressão. A capacidade de dissipação de energia e a ductilidade das colunas também aumentou significativamente.

• **Análise experimental de paredes de alvenaria de pedra reforçada com materiais compósitos [22]**

Em Espanha, no âmbito da tese de doutoramento de D. Estévez [22], foram realizados diversos ensaios à compressão excêntrica, a modelos experimentais de paredes de alvenaria reforçados com materiais compósitos.

Para tal foram construídos nove modelos de paredes de alvenaria de três folhas com 2,00mx2,00mx0,30m, fig. 3.40. Para reproduzir a perda de verticalidade característica deste tipo de paredes, os modelos foram construídos com um desvio horizontal de 50mm no topo em relação à base. Na sua construção foram utilizados dois tipos de pedras diferentes enquanto a argamassa era formada por cimento branco, cal hidráulica, areia (0,5:1,5:19) e

água. Os panos exteriores são constituídos por pedra regular numa das faces e de pedra irregular na outra face, enquanto o núcleo é constituído por argamassa misturada com pequenos fragmentos de pedra.

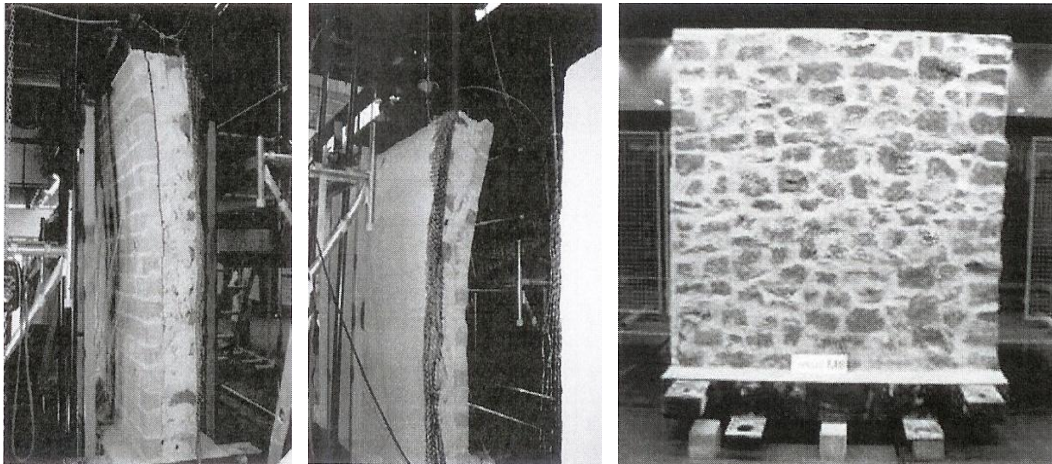


Fig. 3.40 - Modelos experimentais ensaiados por D. Estévez [22]

Um dos principais objectivos deste trabalho era avaliar duas técnicas de reforço baseadas em matérias compósitos avançados. A primeira consistia na introdução de barras transversais de fibras de materiais compósitos de carbono (CFRP) ou de aramida (AFRP), de forma a reforçar a ligação entre os panos, enquanto a segunda solução consistia num tecido de fibras de basalto (TRM) introduzido na argamassa da alvenaria.

Na fig. 3.41 apresenta-se o sistema de ensaio utilizado neste trabalho.

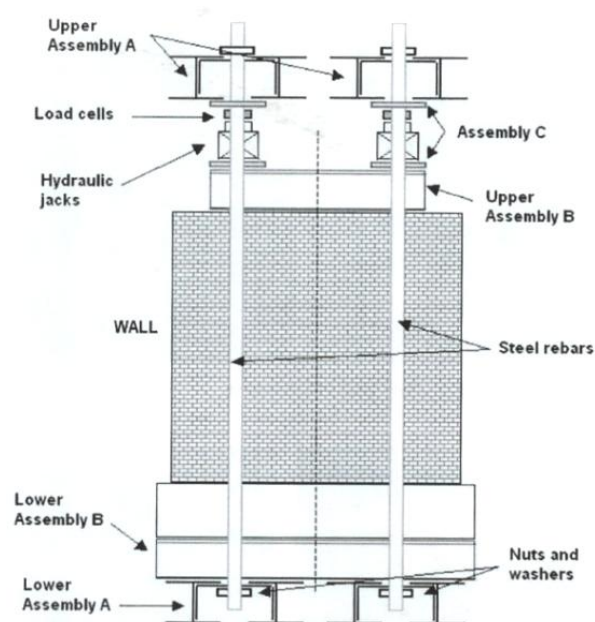


Fig. 3.41 - Sistema de ensaio utilizado por D. Estévez [22]

A parede 1 funcionou como referência para as paredes com baixa densidade de travamento entre os panos (parede 1-5), ao passo que a parede 6 foi a referência para a série de paredes com elevada densidade de travamento (parede 6-9). Nestes dois modelos não foi aplicado qualquer reforço.

Na tabela 3.10 está indicada a carga máxima registada nos ensaios para cada modelo e o respectivo reforço, sendo também comparados com os modelos de referência.

Tabela 3.10 - Sistema de reforço e resultados obtidos por D. Estévez [22]

Modelo experimental ⁽¹⁾	Sistema de Reforço		Resultados	
	TRM - número de camadas	FRP - barras transversais ⁽²⁾	Força máxima	
			[kN]	%
Parede 1	-	-	188	100
Parede 2	1	MI	242	129
Parede 3	2	MI	201	107
Parede 4	1	LI+MI	194	103
Parede 5	2	LI	188	100
Parede 6	-	-	216	100
Parede 7	1	MI	289	134
Parede 8	2	MI	216	100
Parede 9	1	LI	188	87

(1) da parede 1 até à parede 5 o travamento é reduzido (6 pedras de travamento), da parede 6 até à parede 9 o travamento é elevado (15 pedras de travamento).

(2) LI - seis barras CFRP com comprimento de aderência de 20mm.

MI - cinco barras AFRP com comprimento de aderência de 90mm.

Analisando os resultados atrás apresentados podemos concluir o seguinte:

- os modelos com maior densidade de travamento apresentam um acréscimo de resistência de 15% face aos outros modelos, devido à menor distância entre as restrições horizontais;
- a aplicação da camada de TRM não produz um aumento significativo de resistência.

• **Avaliação da resistência sísmica de edifícios de alvenaria de pedra e medidas de reforço [61]**

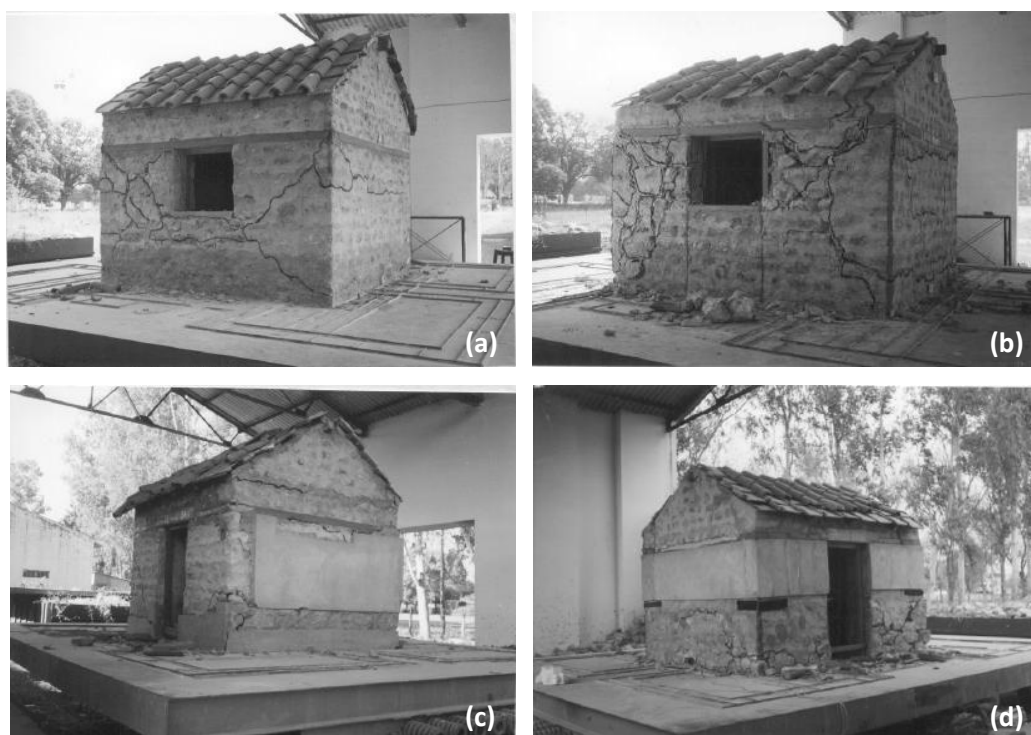
Neste trabalho realizado por T. Shashi e A. Pankaj [61] foram construídos dois modelos à escala real de habitações em alvenaria de pedra. Estes modelos foram ensaiados em mesa sísmica, com intensidade progressivamente crescente. Posteriormente, estes dois modelos foram reforçados de maneira diferente e sujeitos novamente à mesa sísmica. Na tabela 3.11 indica-se as características iniciais dos dois modelos e as acções de reforço a que foram sujeitos.

Tabela 3.11 - Modelos de alvenaria de pedra testados por T. Shashi e A. Pankaj [61]

Modelo	Dimensões	Tipo de Cobertura	Condições iniciais	Reforço aplicado
1	2,9m×2,6m	Empena	Argamassa de cimento + banda no lintel	Injecção das fissuras + reforço das paredes com tela de arame + costura dos cantos
2			Argamassa de cimento + banda no lintel + ombreira e cantos reforçados com aço	Perpianhos + ligação exterior das paredes + ligações ao nível da soleira

No ensaio, o período de vibração variou entre 0.5s a 0.8s, enquanto a aceleração de pico variou entre os 0.45m/s^2 e os 2.28m/s^2 , tendo sido medidas na base da mesa e no topo dos modelos. Foram realizados dois tipos de testes: (i) teste de vibração livre, para obter a frequência livre e amortecimento; (ii) teste na mesa sísmica, para determinar a eficácia do reforço.

Neste trabalho foi também possível estudar o comportamento de cada modelo ao nível do padrão de fissuração, identificação das zonas fracas e a degradação progressiva. A fig. 3.42 apresenta os modelos e os respectivos danos causados pelos ensaios.



(a), (b) – modelo 1 antes e depois de reforçado; (c), (d) – modelo 2 antes e depois de reforçado

Fig. 3.42 - Danos nos modelos experimentais ensaiados por T. Shashi e A. Pankaj [61]

De seguida apresentam-se alguns dos resultados obtidos neste trabalho experimental:

- a frequência natural dos modelos originais foi de 2.5 Hz e 4.5 Hz, respectivamente na direcção longitudinal e transversal. O baixo valor obtido para a frequência longitudinal é explicado pelo facto de nesta direcção existirem aberturas (porta e janela);
- o amortecimento dos modelos originais, antes de se encontrarem num estado de fissuração, situa-se nos 3% a 4%, ao passo que depois de sofrerem danos o amortecimento aumentou para 50% a 100%. A causa para este aumento foi a dissipação de energia pelas paredes fissuradas;
- para os modelos reforçados e antes de sofrerem danos, registou-se um decréscimo do amortecimento comparado com os mesmos modelos danificados. Tal poderá ser atribuído à redução da dissipação de energia pelas fissuras refechadas com grout;
- no modelo original 2, para a mesma excitação, os danos sofridos foram 25% inferiores comparando com o modelo original 1;
- os danos sofridos no modelo 2 são semelhantes, antes e após o reforço.

• ***Contribuição para a caracterização de tipologias de alvenaria através de investigação de ondas sínicas [69]***

No âmbito deste trabalho realizado por M. Valluzzi *et al.* [69] foram executados vários ensaios sínicos a casos reais com tipologias construtivas diferentes, como torres, igrejas, palácios e muros. Para além destes casos reais, foram também construídos e ensaiados modelos experimentais no laboratório da Universidade de Pádua, Itália. Estas construções, incluindo os modelos experimentais, são caracterizadas pelos diferentes tipos de alvenaria heterogénea: alvenaria de tijolo (B); alvenaria de tijolo e pedra (BS); alvenaria de pedra (S).

A fig. 3.43 exemplifica os tipos de alvenaria sujeitos aos ensaios.



(a) – alvenaria de tijolo (B); (b) – alvenaria de tijolo e pedra (BS); (c) – alvenaria de pedra (S)

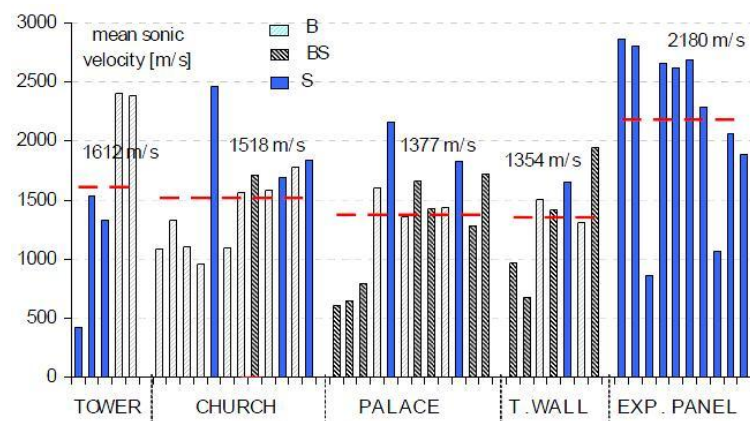
Fig. 3.43 - Tipos de alvenaria estudados por M. Valluzzi *et al.* [69]

A tabela 3.12 apresenta os casos estudados, o tipo de alvenaria, assim como o tipo de ensaio sónico realizado (D = directo, I = indirecto).

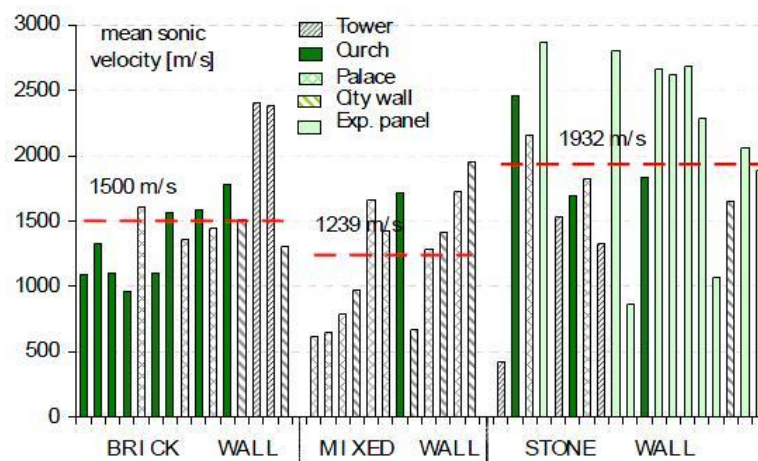
Tabela 3.12 - Características dos edifícios e casos de estudo ensaiados por M. Valluzzi *et al.* [69]

Tipologia do edifício	Caso de estudo	Tipologia da alvenaria	Descrição geral	Espessura	Número e tipo de ensaios realizados
Torre	Torre de Vicenza, Itália	B	Tijolos de barro maciços	1,29-1,50	2D, 1I
	Torre de Tromba, Itália	S	Cantaria	1,15-1,36	3D, 0I
	Torre-sino S. Zeno, Itália	S	Cantaria	1,60-1,85	3D, 0I
	Torre-sino S. Giustina, Itália	B	Parede de três folhas	1,40-1,86	0D, 5I
Igreja	S. Maria Assunta, Itália	B-S	Tijolo de barro e alvenaria de pedra	0,74-1,80	0D, 11D
	S. Maria del Carmine, Itália	BS	Tijolos de barro maciços com folheado de pedra	0,95	1D, 0I
Palácio	Museu Altes, Alemanha	S	Cantaria	1,30-1,71	2D, 1I
	Palácio Bottagisio, Itália	S-BS	Alvenaria de pedra irregular	0,64-1,09	4D, 2I
	Castelo de Avio, Itália	BS	Cantaria e alvenaria de tijolo	0,53-1,45	4D, 1I
	Castelo de Pisece, Eslovénia	B	Alvenaria de tijolo	0,80	2D, 2I
	Arsenal de Veneza, Itália	B-S	Paredes de tijolo de argila	1,14	0D, 1D
Muro	Muro de Cittadella, Itália	BS-B	Alvenaria de pedra e tijolo	2,20	2D, 0I
	Muro no Rio della Pietà, Itália	B-BS-B	Alvenaria de pedra e tijolo	0,75-1,00	1D, 3I
	Muro no Rio S. Severo, Itália	B-BS	Alvenaria de pedra e tijolo	0,78-1,00	2D, 1I
Modelo experimental	Universidade de Padova, Itália	S	Alvenaria de pedra com três folhas	0,50	24D, 8I

A aplicação deste método insere-se no campo dos ensaios não destrutivos, sendo bastante útil no diagnóstico, identificando a presença de anomalias e defeitos na espessura da alvenaria. Neste trabalho reuniu-se informações sobre a compactação da alvenaria e consequentemente, sobre a eficácia de possíveis intervenções de injeção. Também foi possível fazer uma comparação dos dados obtidos, relacionando-os com as diferentes tipologias das construções. Os valores mais elevados das velocidades sónicas foram medidos nos modelos experimentais (2180m/s), enquanto os valores mais baixos foram registados na alvenaria de tijolo e pedra (BS) das muralhas de Cittadella (1354m/s), fig. 3.44. As diversas tipologias registaram valores semelhantes na ordem dos 1400-1600m/s, contudo nos edifícios de maior relevo registaram-se valores mais elevados, confirmando a melhor qualidade construtiva destes.



(a)



(b)

(a) – por tipo de edifício; (b) – por tipo de alvenaria

Fig. 3.44 - Resultados dos ensaios sónicos realizados por M. Valluzzi *et al.* [69]

Nos casos em que se procedeu à consolidação das paredes através da injeção de caldas, realizaram-se ensaios sónicos antes e depois da consolidação. De uma maneira geral, registou-se um aumento da velocidade sónica, traduzindo-se numa melhoria das características da alvenaria fig. 3.45.

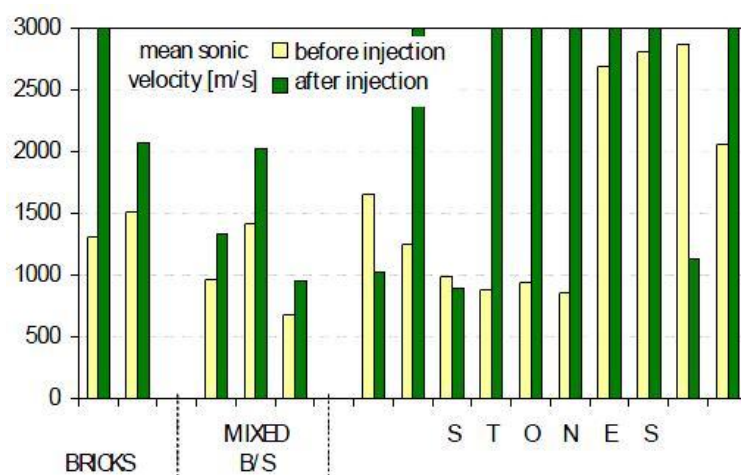


Fig. 3.45 - Resultado dos ensaios sónicos antes e após a consolidação das paredes [69]

Neste estudo foram considerados quatro faixas de espessuras: 50cm, 60-100cm, 100-150cm e 200cm. Exceptuando os modelos experimentais que apresentam um valor médio de 2000m/s, não existe uma influência significativa da espessura nos valores da velocidade sónica, fig. 3.46. O registo da velocidade dos modelos experimentais, e devido à sua reduzida espessura (50cm), poderá ter sido afectada por erros teóricos relacionados com a limitação técnica do equipamento.

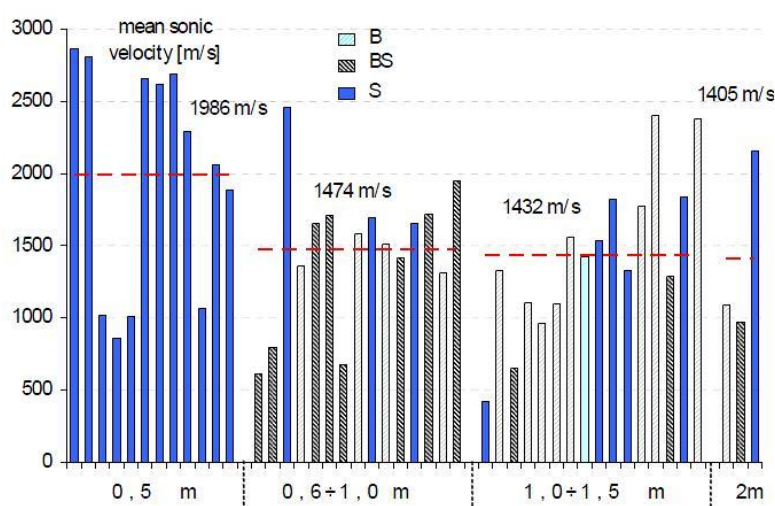


Fig. 3.46 - Resultados dos ensaios sónicos para diferentes espessuras [69]

Os resultados obtidos parecem ser confiáveis, sobretudo para as paredes de espessura média e alta, que são representativas dos edifícios históricos. Da análise comparativa entre as velocidades sónicas antes e após a consolidação, observou-se um aumento significativo, sobretudo nas paredes de alvenaria de pedra (S).

- ***Investigação do módulo de elasticidade e módulo de distorção em parede de alvenaria de tijolo sob carga lateral [1]***

Trata-se de uma pesquisa realizada por T. Akhi *et al.* [1] que tem como objectivo estimar o módulo de elasticidade, E , e o módulo de distorção, G , de paredes de alvenaria de tijolo em flexão.

Aquando da publicação deste artigo, tinha sido construído um modelo experimental com $1,0\text{m} \times 1,0\text{m} \times 0,21\text{m}$ de dois panos de tijolos de argila sólida com juntas de argamassa de 10mm. A argamassa era constituída por cimento Portland branco, cal hidratada e areia, ao traço 1:3:9, fig. 3.47.



Fig. 3.47 - Modelo experimental a ensaiar de T. Akhi *et al.* [1]

As cargas horizontais e verticais serão aplicadas no topo da parede através de um actuador, fig. 3.48, e serão instalados deflectómetros para medir os respectivos deslocamentos. Os movimentos horizontais de cada ensaio serão gravados e utilizados para determinar o módulo de elasticidade e o módulo de distorção.

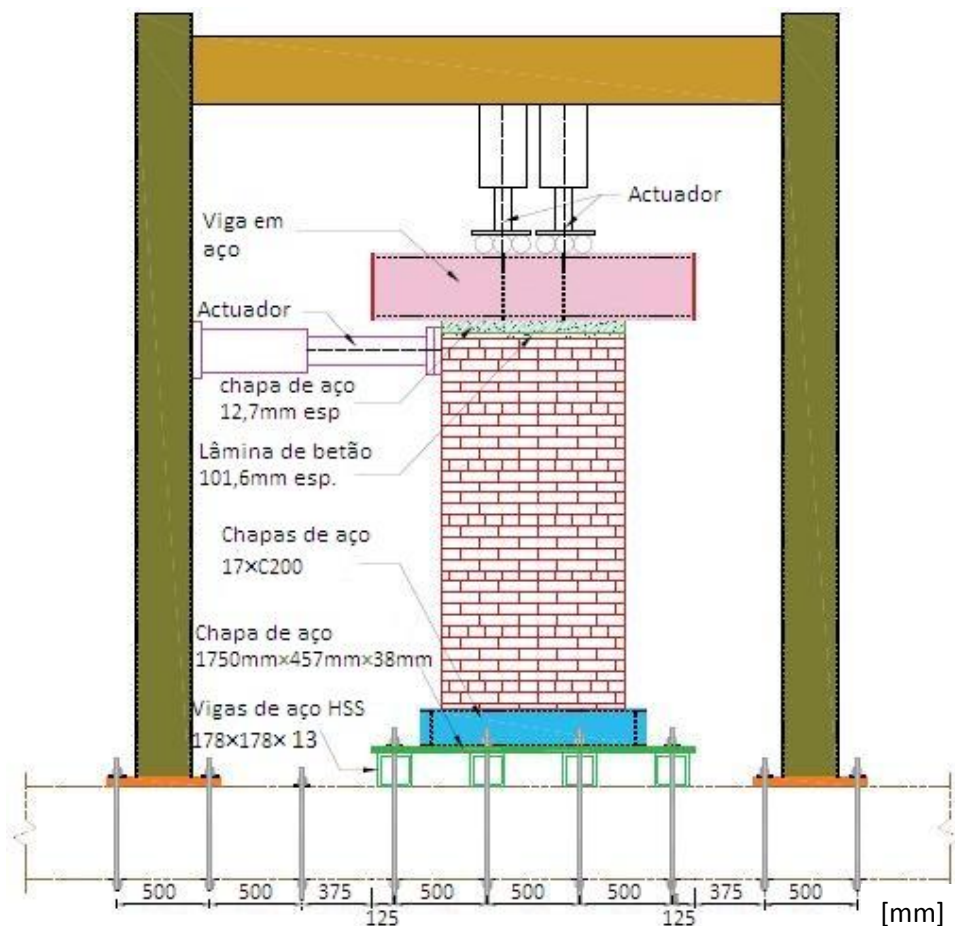
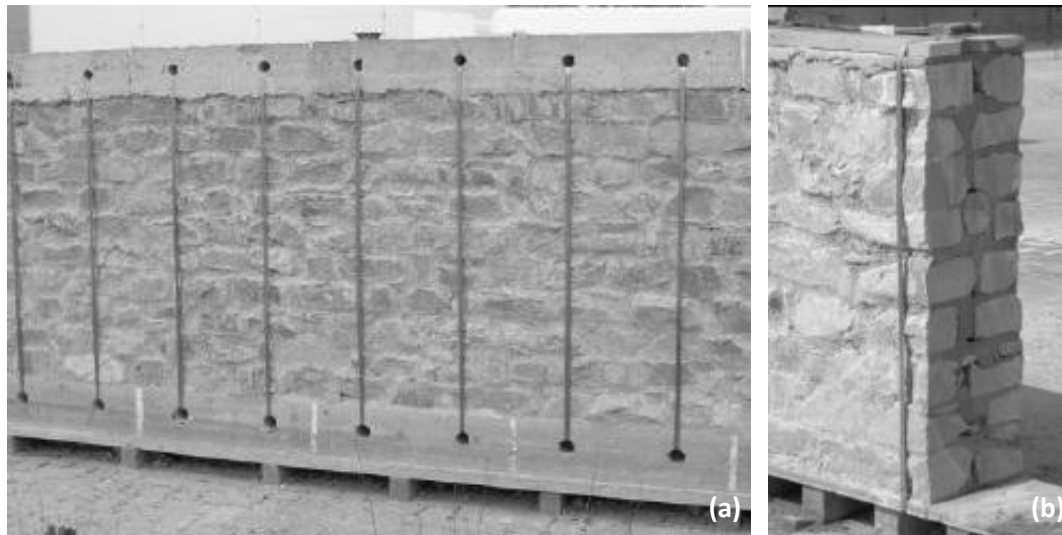


Fig. 3.48 - Sistema de ensaio adoptado por T. Akhi *et al.* [1]

- **Caracterização experimental das propriedades mecânicas da alvenaria de pedra [41]**

Este trabalho experimental realizado por G. Magenes *et al.* [41] em Itália, consistiu numa campanha de ensaios de compressão vertical e de compressão diagonal. Foram construídos modelos experimentais de alvenaria de pedra, compostos por duas folhas verticais e com travamento transversal entre os panos (perpianhos). A pedra utilizada é denominada por pedra Credaro, e é um arenito calcário caracterizado por apresentar boas características mecânicas, com uma resistência à compressão entre 165-172MPa e uma resistência à flexão de 19MPa. A argamassa utilizada era uma pré-mistura de cal hidráulica natural, à qual se adicionou uma certa proporção de areia de modo a que a resistência à compressão não fosse superior a 2MPa (de acordo com os edifícios históricos). Construiu-se uma parede grande para cada tipo de ensaio, fig. 3.49, que depois foi cortada obtendo-se então:

- 6 amostras com dimensões de 1200mm×800mm×320mm para os ensaios de compressão vertical;
- 6 amostras com dimensões de 1000mm×1000mm×320mm para os ensaios de compressão diagonal.



(a) – parede grande; (b) - amostra depois de efectuado o corte

Fig. 3.49 - Modelos experimentais ensaiados por G. Magenes *et al.* [41]

Nos ensaios de compressão vertical foram aplicados ciclos de carga e descarga de intensidade crescente, tendo-se registado os valores apresentados no diagrama da fig. 3.50.

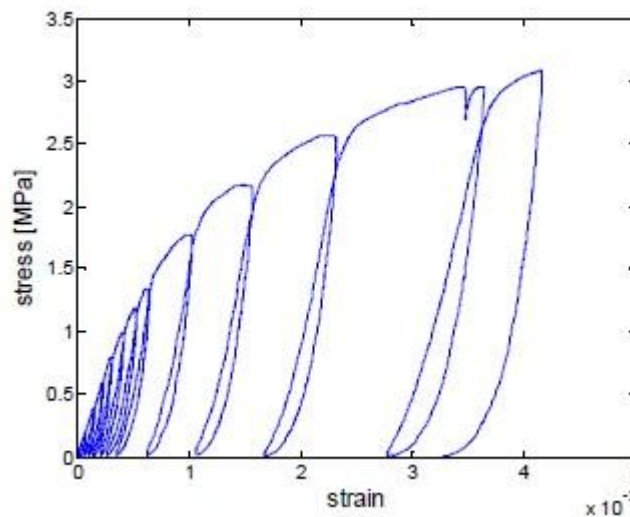


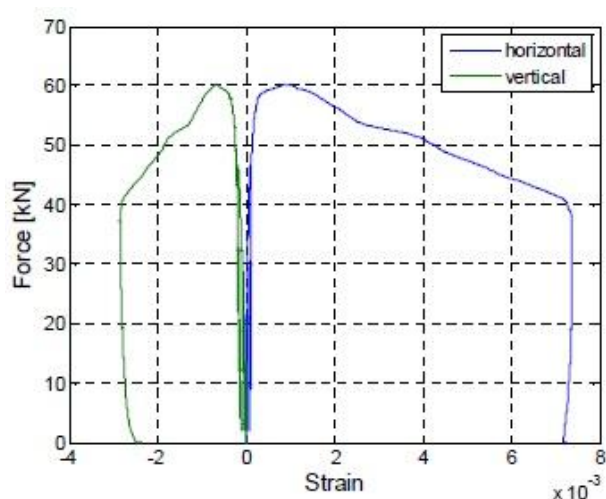
Fig. 3.50 - Diagrama tensão - deformação de uma amostra ensaiada à compressão vertical [41]

Em cada ciclo a carga máxima foi aplicada durante sessenta segundos antes da descarga, de modo a estabilizar o estado de tensão na amostra.

Para os ensaios de compressão diagonal, fig. 3.51 (a), verificou-se um comportamento linear (inclinação constante da curva) até níveis relativamente elevados de tensão, fig. 3.51 (b).



(a)



(b)

(a) – ensaio de compressão diagonal; (b) – diagrama força - deformação obtido para uma das amostras

Fig. 3.51 - Ambiente de ensaio e resultados obtidos por G. Magenes *et al.* [41]

Os ensaios realizados durante este estudo permitiram obter alguns parâmetros mecânicos relativos à alvenaria ensaiada, tabela 3.13.

Tabela 3.13 - Síntese dos resultados experimentais obtidos por G. Magenes *et al.* [41]

[MPa]	f_m	E	f_t	G
Média	3,28	2550	0,137	840

F_m – resistência à compressão;

E – módulo de elasticidade;

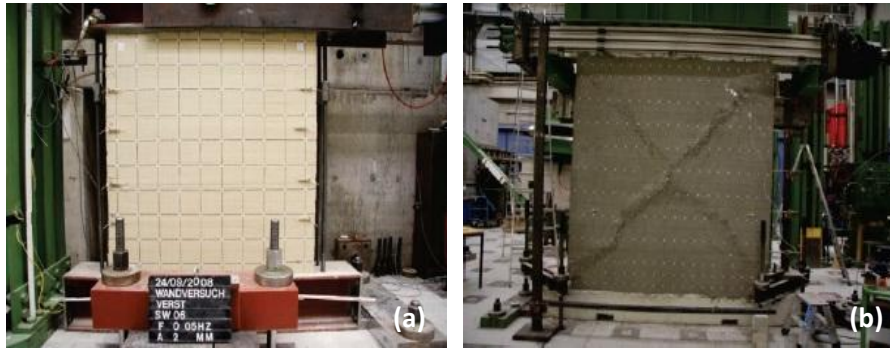
F_t – resistência à tracção da alvenaria;

G – módulo de corte.

- **Teste em mesa sísmica de uma estrutura de alvenaria de pedra de dois pisos, reforçada com têxteis multifuncionais [66]**

Neste artigo publicado em 2010, descrevem-se investigações experimentais sobre o comportamento de estruturas de alvenaria não reforçadas, comparadas com estruturas reforçadas com fibras de cimento (FRC), quando sujeitas a uma mesa sísmica. Os ensaios foram realizados por L. Stempniewski *et al.* [66] em Pavia, Itália, e pretendem caracterizar o desempenho da indústria têxtil no reforço das alvenarias.

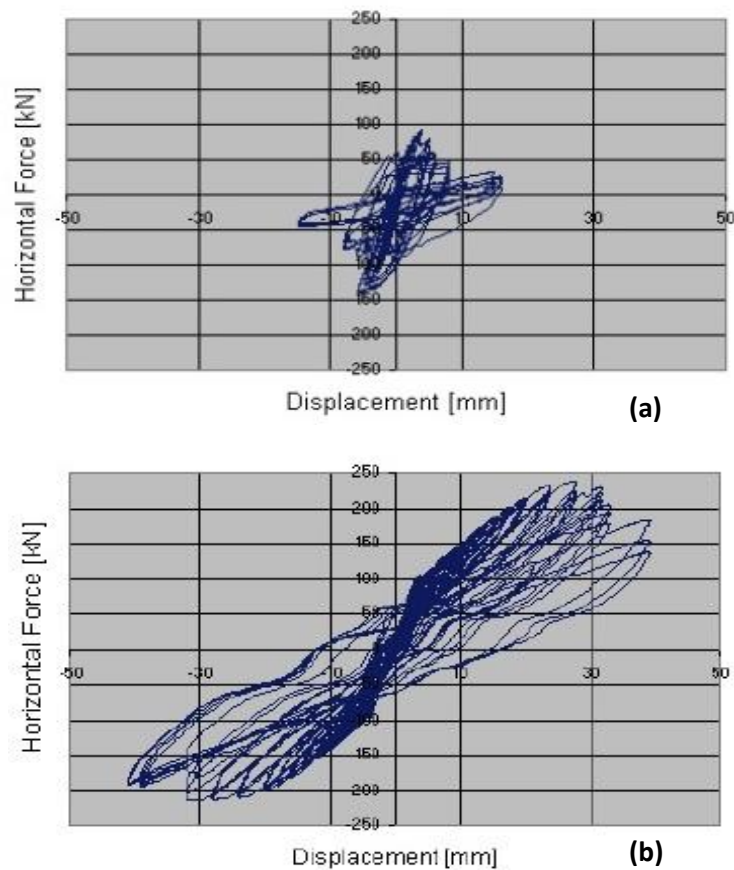
Foram então realizados testes representativos em paredes com 1,25m×1,25m e 2,5m×2,5m, fig. 3.52, onde se registaram as respectivas tensões. As diferenças entre cada ensaio foram a composição da argamassa, os têxteis aplicados e o valor da carga vertical. O reforço aplicado era constituído por um reboco à base de cimento epóxi no qual era embebido um têxtil.



(a) – parede com 1,25m×1,25m; (b) – parede com 2,5m×2,5m

Fig. 3.52 - Modelos utilizados nos testes representativos L. Stempniewski *et al.* [66]

A força máxima registada para a parede não reforçada foi de 138kN, enquanto a parede reforçada atingiu os 232kN, verificando-se um acréscimo de 68% resultante do reforço aplicado. Constatou-se também que a ductilidade da parede reforçada aumentou mais de 100%. Na fig. 3.53 apresentam-se os diagramas força-deslocamento da parede com dimensões 1,25m×1,25m.



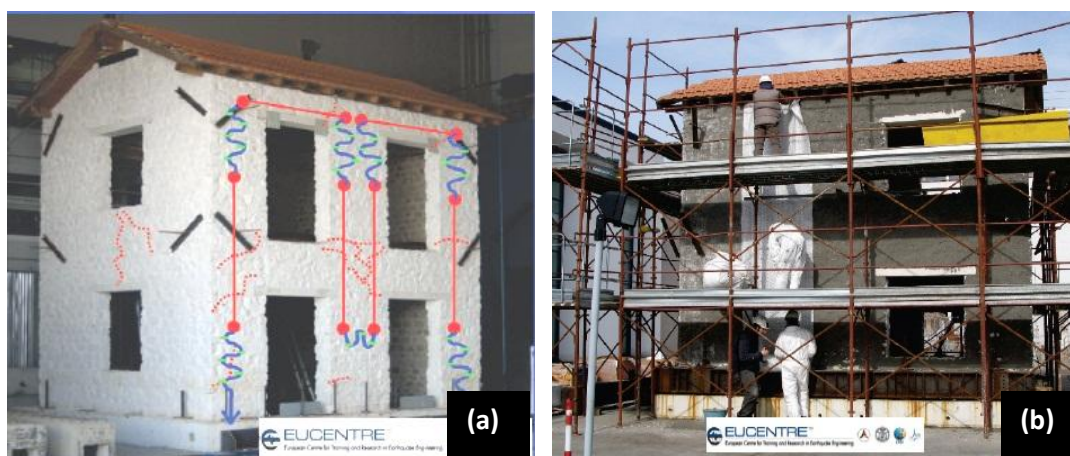
(a) – parede não reforçada; (b) – parede reforçada;

Fig. 3.53 - Diagramas força-deslocamento obtidos por L. Stempniewski *et al.* [66]

Dos testes representativos realizados às duas paredes, pode-se concluir que a aplicação deste tipo de reforço se traduz num incremento da capacidade resistente, assim como um aumento significativo da ductilidade.

Para o ensaio da mesa sísmica construiu-se uma estrutura de grande escala com pedras naturais e argamassa, com 5,8m de altura, 5,8m de comprimento e 4,4m de largura. A estrutura construída tinha como base os edifícios danificados no sismo de L'Aquila, que em 2009 atingiu a zona central de Itália com uma magnitude 6,3 na escala MMS (escala de magnitude de momento). O próprio ensaio foi executado com factores de amplificação diferentes, simulando o referido sismo.

A estrutura não reforçada foi testada e os danos ocorridos serviram como caso de referência, fig. 3.54 (a). A estrutura danificada foi posteriormente reparada e reforçada com os referidos têxteis, fig. 3.54 (b), seguindo-se depois um novo ensaio para comparação dos resultados obtidos anteriormente. Aquando da publicação deste artigo, a estrutura reforçada ainda não tinha sido ensaiada.



(a) – estrutura não reforçada; (b) – aplicação de reforço no modelo

Fig. 3.54 - Ensaio de estrutura em mesa sísmica realizado por L. Stempniewski *et al.* [66]

Na estrutura ensaiada, surgiram fendas diagonais nas juntas de argamassa e a rotura deu-se na ligação com a base.

A realização do ensaio à estrutura reforçada pretende comprovar a eficácia da reabilitação de edifícios danificados com este tipo de material.

Na tabela 3.14 apresenta-se o resumo de alguns dos resultados verificados nos trabalhos de investigação anteriormente analisados.

Tabela 3.14 - Síntese de alguns dos resultados obtidos nos trabalhos de investigação analisados

Constituição das paredes	Dimensões [m ³]	Tipo de ensaio	F _{máx} [kN]	σ _{máx} (MPa)
Alvenaria de pedra tradicional e argamassa de cal aérea [12]	0,60×0,40×0,80	Laboratorial Compressão axial	397	2,48
Alvenaria constituída por pedras rectangulares de médio e grande porte, confinados lateralmente (PP1, PP2) [2]	1,2×0,40×2,5	Laboratorial Compressão uniaxial	1700 1200	3,94; 2,50 1,87 ⁽¹⁾ ; 1,34 ⁽¹⁾
Alvenaria constituída por pedra calcária e argamassa de barro e cal [39]	-	<i>In-situ</i> Macacos planos duplos	-	1,0
Alvenaria de adobe e argamassa [71]	1,08×1,02×0,185	Laboratorial Cíclico no plano	3,0	.
Alvenaria de pedra regular [46]	0,60×0,30×1,10	Laboratorial Compressão uniaxial	-	1,8 ⁽²⁾ ; 3,1 ⁽³⁾
Alvenaria de três panos com pedra regular e irregular [22]	2,00×0,30×2,00	Laboratorial Compressão axial excêntrica	188 ⁽²⁾	-
Alvenaria de pedra e argamassa de cal hidráulica [41]	0,80×0,32×1,20	Laboratorial Compressão vertical	-	3,28
Alvenaria de pedra natural e argamassa reforçada com materiais têxteis [66]	1,25×1,25 [m ²]	Laboratorial Compressão axial	138 ⁽²⁾ 232 ⁽³⁾	.

(1) – depois de aliviado o confinamento;

(2) – simples;

(3) – reforçada

Como se pode verificar pela tabela anterior, a capacidade resistente das alvenarias de edifícios antigos é condicionada por diversos factores, como a tipologia, dimensões, constituição, idade, entre outros. Por estas razões, torna-se difícil a comparação directa entre os modelos experimentais analisados.

TRABALHO EXPERIMENTAL

4.1. Introdução

Neste capítulo serão descritos os preparativos e respectivos trabalhos que antecederam o ensaio de compressão axial. Todos estes trabalhos foram realizados no Laboratório de Estruturas do DEC destacando-se os seguintes:

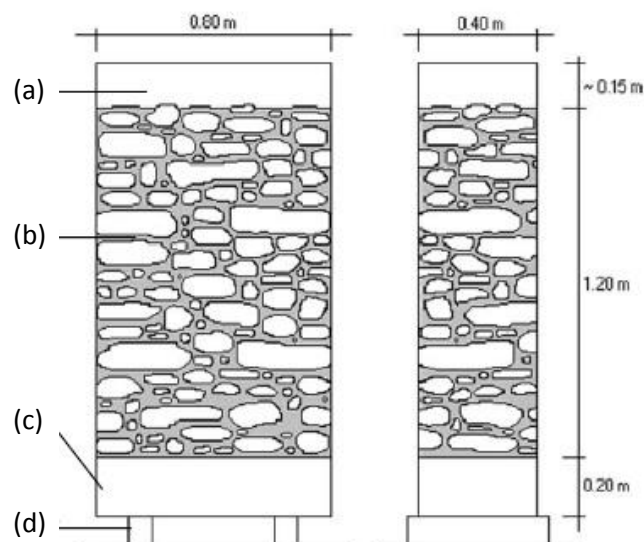
- Realização de furos no murete para passagem das fitas metálicas;
- Colocação das fitas metálicas;
- Execução de “almofadas” de argamassa sobre os furos;
- Injecção de calda de cimento nos furos;

Dada a dificuldade de algumas operações e do manuseamento do próprio murete, recorreu-se à ajuda dos técnicos do laboratório, de colegas, e da supervisão do orientador científico desta dissertação, de modo a garantir a execução destes trabalhos. Também por essa razão e devido a imprevistos que foram surgindo ao longo dos trabalhos, a duração total dos referidos preparativos foi de cerca de três meses, iniciando-se no mês de Abril e concluindo-se em Junho.

Será feita também uma breve apresentação das fitas metálicas utilizadas no reforço do murete.

4.2. Descrição do modelo experimental a ensaiar

Como referido no capítulo anterior, o murete ensaiado no âmbito desta dissertação, M40, é constituído por alvenaria de pedra calcária, assente com argamassa de cal aérea hidratada e areia. Na fig. 4.1 representa-se o esquema ilustrativo do murete M40, antes da aplicação do reforço.



(a) – lintel em betão armado; (b) – murete de alvenaria tradicional;
(c) – base de apoio em betão armado; (d) – apoios de madeira

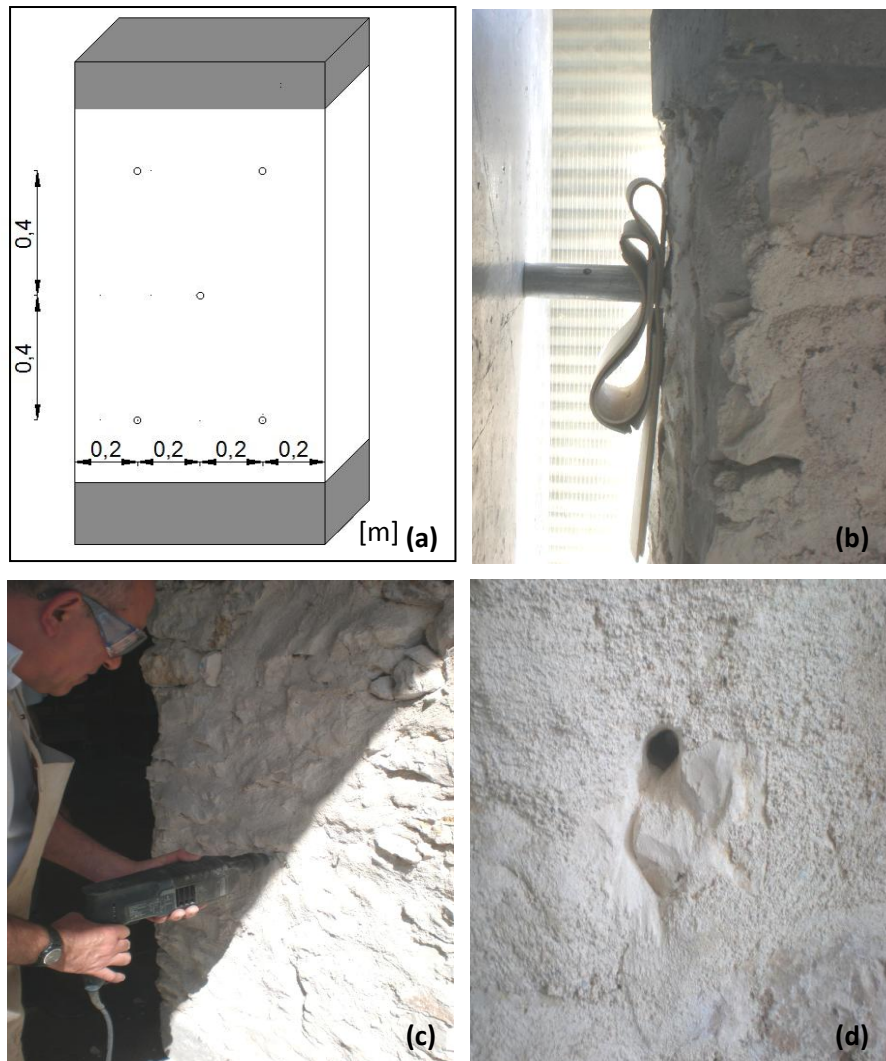
Fig. 4.1 - Representação esquemática do murete M40 antes de ser reforçado [51]

4.2.1. Colocação do murete no laboratório de estruturas do DEC

Os muretes encontravam-se num abrigo próprio adjacente ao DEC (fig. 3.19), sendo a retirada do murete efectuada com o auxílio de equipamento adequado (porta-paletes e empilhador).

4.2.2. Execução dos furos transversais para passagem das fitas metálicas

Em primeiro lugar procedeu-se à marcação dos furos, fig. 4.2 (a). Em seguida, colocou-se material resiliente entre o murete e a parede de betão armado existente no laboratório, para amortecer a vibração causada pelo berbequim e minimizar os danos da furação no tardo do murete, fig. 4.2 (b). Também por esta razão, iniciou-se a furação com uma broca de 12 mm, fig. 4.2 (c), trocando-se depois para uma broca de 14mm e só depois foi utilizada a broca de 16mm.



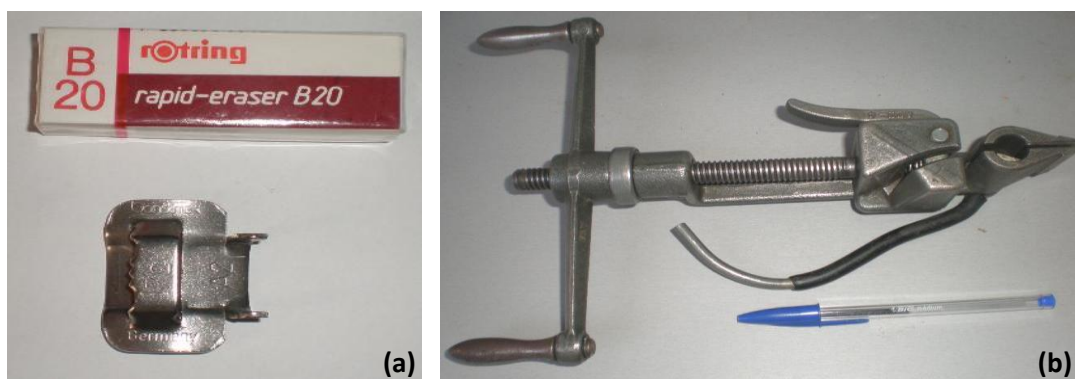
(a) – esquema dos furos; (b) – material resiliente no tardo da furação;
(c) – início da furação com broca de 12mm; (d) – pormenor de furo;

Fig. 4.2 - Furação do murete para aplicação do reforço

4.2.3. Colocação das fitas metálicas

Inicialmente estava previsto uma solução de reforço semelhante à realizada por M. Fonseca [24] e P. Rodrigues [57], ou seja em três níveis horizontais. Após a aquisição das fitas comprovou-se que para além da espessura inferior às anteriores, estas eram também mais maleáveis. No entanto, o factor preponderante na alteração da configuração do reforço, foi o facto do confinamento transversal aplicado neste trabalho ser anelar e não contínuo, o que permitiu que no interior dos furos não houvesse um cruzamento das fitas, aproveitando assim da melhor maneira a secção existente. Desta forma foi possível reproduzir a configuração do

O aperto das fitas foi realizado utilizando uma fivela metálica com a mesma secção e marca das fitas, para cada troço anelar de fita, fig. 4.5 (a). O aperto foi conseguido através de uma máquina de cingar que permite posicionar as fitas e cortar o material excedente, fig. 4.5 (b). Teve-se especial atenção para que as fitas não ficassem com folga excessiva nem demasiado apertadas, de modo a só entrarem em serviço após solicitação no ensaio.



(a) – Fivela metálica; (b) – Máquina de aperto

Fig. 4.5 - Elementos necessários ao aperto das fitas metálicas

4.2.4. Execução das almofadas de argamassa

Num caso real, primeiro seria aplicado uma camada de reboco, seguindo-se a furação da parede e a colocação da rede de metal distendido para a passagem das fitas metálicas. Posteriormente seria aplicada uma nova camada de reboco, e proceder-se-ia à injeção dos furos com calda, tapando-se no fim, esses furos. No trabalho experimental, em vez do reboco em todo o murete, foram executadas pequenas “almofadas de argamassa” sobre os furos, fig. 4.6, “representando” o reboco sobre a alvenaria.

Começou-se por introduzir pequenos troços de tubo com 8mm de diâmetro de forma a servirem de negativos para posterior injeção de calda nos furos. Antes da aplicação da argamassa, procedeu-se à molhagem da área de contacto da alvenaria, para promover uma aderência eficaz. A argamassa foi preparada de acordo com traço volumétrico 1:3 (cimento: areia de rio).



Fig. 4.6 - Execução das almofadas de argamassa

4.2.5. Furação do lintel e da base do murete

Com o intuito de evitar a queda do lintel superior durante o ensaio realizaram-se quatro furos, dois na frente e dois no tardo do lintel, com 16mm de diâmetro e 10cm de profundidade, fig.4.7. Nesses furos foram introduzidos varões dobrados de 12mm de diâmetro, para assegurar a ligação ao pórtico do sistema de ensaio.

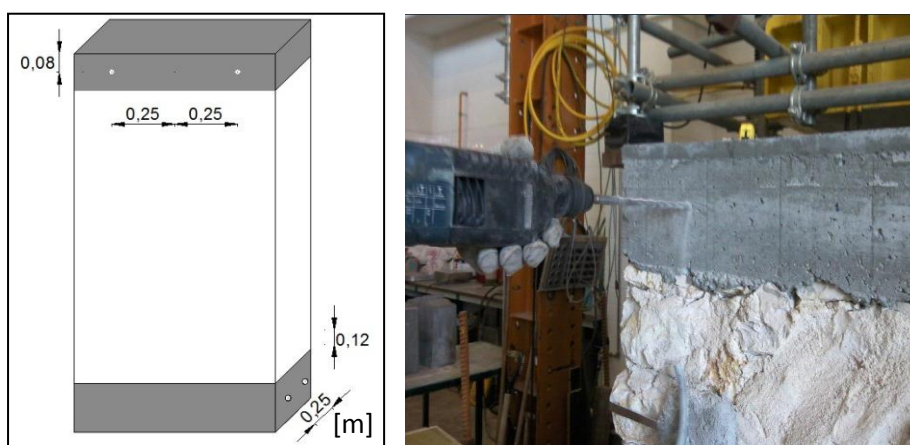
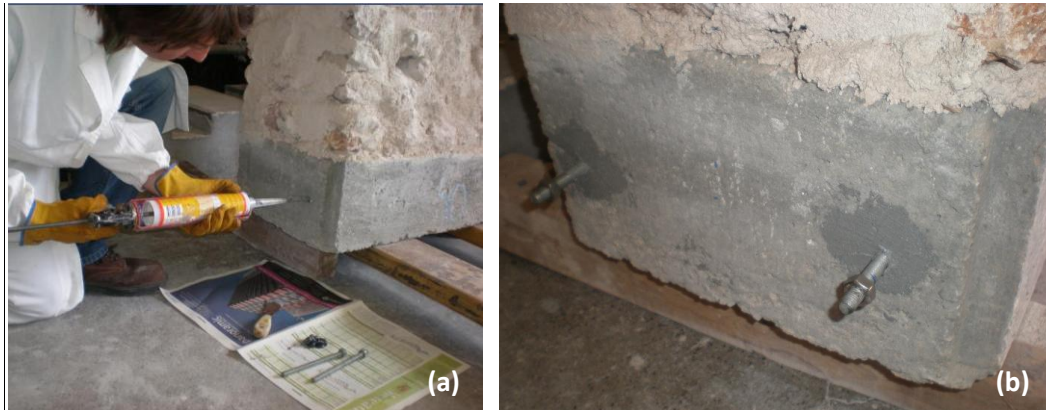


Fig. 4.7 - Furação do lintel

Na base do murete, em cada uma das faces laterais foram também realizados dois furos com 10cm de profundidade, onde se introduziram varões roscados M10 com 15cm de comprimento. A selagem dos varões foi efectuada com uma resina de endurecimento rápido para ancoragens, *Sika Anchorfix*, fig. 4.8.

A finalidade destes varões era a ligação dos deflectómetros à base do murete, garantindo o registo dos deslocamentos durante o ensaio.



(a) – Selagem com resina de endurecimento; (b) – Varões roscados M10

Fig. 4.8 - Colocação de varões roscados na base do murete

4.2.6. Injecção de calda nos furos

O objectivo da injecção de calda nos furos foi promover a aderência das fitas metálicas à alvenaria existente. Para tal recorreu-se a uma calda de cimento com uma relação água/cimento = 0,5. Num contexto real em obra, ter-se-ia optado por uma calda com boa compatibilidade com este tipo de alvenarias. Começou-se por limpar e testar a máquina de injecção manual que viria a ser utilizada. Após se detectar algumas anomalias e fugas, procedeu-se ao seu reparo através de juntas vedantes. Num recipiente plástico e com recurso à misturadora, colocou-se o cimento e foi-se juntando gradualmente a água até se obter uma mistura fluida e homogénea. Numa proveta mediu-se o volume de cada bombada, tendo-se obtido uma média de 20cm^3 por cada bombada. Desta forma, e de acordo com o volume dos furos, decidiu-se injectar três bombadas de calda em cada extremidade dos furos (já incluída uma margem de segurança). Após a injecção dos furos dobrou-se o respectivo troço de tubo para evitar fugas ou escorrências, fig. 4.9.



Fig. 4.9 - Injecção de calda no murete

4.3. Fitas metálicas

As fitas metálicas aplicadas no reforço do murete M40 são utilizadas em diversos equipamentos nas cidades, como a fixação de caixotes do lixo ou sinais rodoviários, fig. 4.10.



Fig. 4.10 - Aplicação das fitas metálicas em infra-estruturas

Nos dois trabalhos realizados anteriormente a este, reforçados também com fitas metálicas, a opção recaiu sobre fitas da marca *BaoYi Metals* [24] e *YuYao ZiHai Metals* [57]. Estas fitas tinham aproximadamente 1mm de espessura e 12,7mm de secção e eram fabricadas por encomenda, dado que, actualmente ainda não se comercializa fitas com estas dimensões.

As referidas dimensões prendem-se com a solução de reforço IV de F. Pinho [51], que utilizou fios de aço zincado com semelhante secção, possibilitando assim a comparação de resultados, enquanto a espessura de 1mm garante uma adequada resistência à corrosão.

Para o presente trabalho optou-se por outra marca, *Bandimex* [10], de fácil aquisição no mercado nacional, podendo desta forma comparar-se os resultados com os trabalhos anteriores. Com esta escolha evitou-se também um longo processo burocrático relativo à encomenda das fitas, ao tempo de espera e ao transporte das mesmas. As fitas escolhidas têm secção 12,7mm e espessura de 0,75mm, fig. 4.11.

De seguida descreve-se o material constituinte das fitas metálicas e apresenta-se o resultado do ensaio de tracção realizado às mesmas.



Fig. 4.11 - Fitas metálicas utilizadas no presente trabalho

4.3.1. Aço Inox

O aço inox foi descoberto por Harry Brearly em 1912, atribuindo-lhe então o nome de *stainless steel* ou seja, aço que não mancha.

Os aços inoxidáveis têm na sua composição uma percentagem mínima de 11% de Crómio (Cr), podendo também conter Níquel (Ni), Molibdénio (Mo) e outros elementos que modificam as suas propriedades físicas e mecânicas. Conforme a sua composição, os aços inoxidáveis podem ser categorizados em Austeníticos, Martensíticos ou Ferríticos.

Como principais características, o aço inoxidável apresenta uma elevada resistência mecânica comparado com outros metais, assim como uma maior resistência à corrosão e à oxidação. De uma forma simples pode-se definir corrosão como a degradação parcial ou total de um metal ou liga metálica, por via química ou electroquímica. Contudo, em determinadas condições, os aços inoxidáveis poderão sofrer problemas de corrosão. Para evitar tais problemas, é fundamental escolher o aço inoxidável mais adequado para cada situação. Quanto maior for o teor de Crómio (Cr) existente no aço, maior é a sua resistência à corrosão.

Para além das características anteriormente referidas, este tipo de aço apresenta outras vantagens como a baixa necessidade de manutenção, o facto de ser reciclável, flexível, o que permite ser facilmente moldado, e também uma elevada durabilidade [25].

As fitas metálicas utilizadas neste ensaio, são compostas por aço inox do tipo AISI 304, apresentando bom equilíbrio entre a capacidade resistente, a resistência à corrosão e o custo, fig. 4.12 [13].

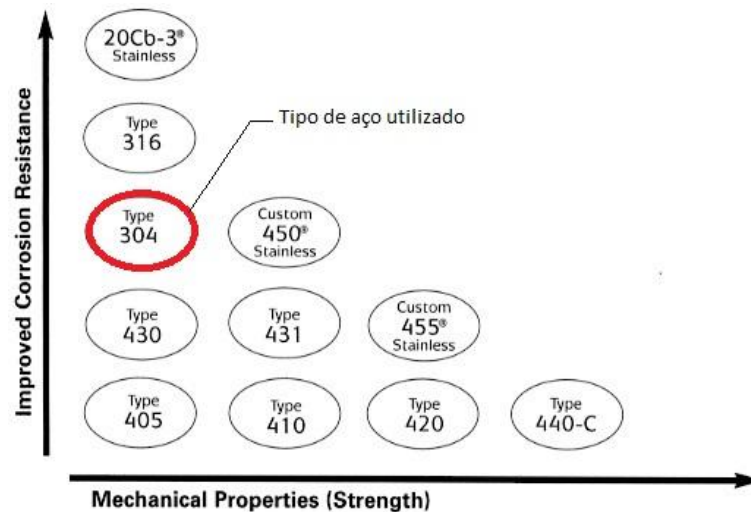


Fig. 4.12 - Relação entre resistência mecânica e resistência à corrosão [13]

4.3.2. Ensaio de tracção realizados às fitas metálicas

Para verificar as características e propriedades mecânicas das fitas escolhidas, foram realizados ensaios de tracção às mesmas. Para tal, recorreu-se à empresa Deltasigma localizada no Departamento de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial da FCT-UNL.

Do rolo de fita foram retiradas 3 amostras com cerca de 36cm de comprimento cada, de modo a que nas garras superiores e inferiores ficassem presos 3cm, ficando um comprimento livre de 30cm. Em cada amostra foi colocado um extensómetro mecânico, garantindo assim a leitura da extensão ocorrida em cada amostra, fig. 4.13.

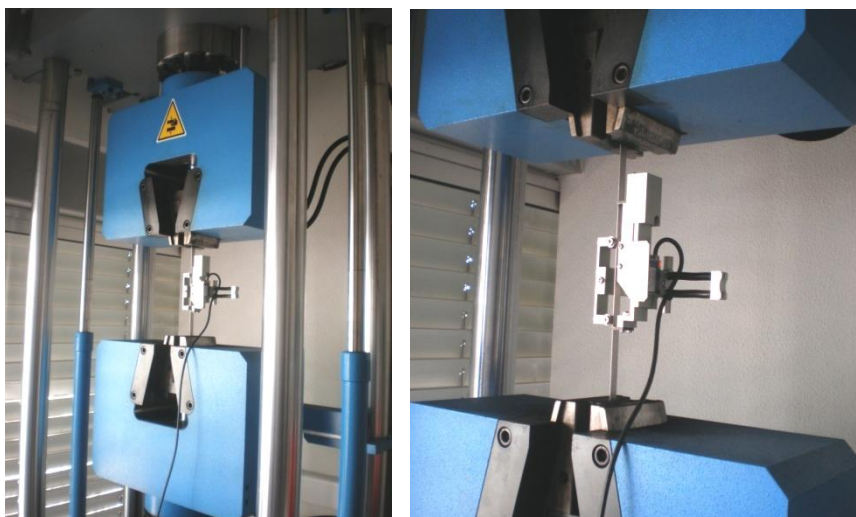


Fig. 4.13 - Ensaio de tracção realizado às fitas metálicas

Os dados registados foram tratados informaticamente através de um software específico retirando-se os gráficos força - deslocamento relativos aos ensaios. O ensaio de tracção realizado respeitou os requisitos da Norma ISO 6892 [33].

Na tabela 4.1 apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios de tracção.

Tabela 4.1 - Resultados obtidos nos ensaios de tracção à fita Bandimex

Provete	Secção [mm ²]	Força máxima [kN]	Tensão cedência [MPa]	Tensão rotura [MPa]	Extensão total na força máxima [%]
1	0,67x12,8	6,42	474,26		
2	0,67x12,8	6,31	459,08	735,47	41,33
3	0,68x12,8	6,48	499,52	743,61	41,53
Média	0,68x12,8	6,40	479,30	739,54	41,43

Dada a ocorrência de uma anomalia no decorrer do ensaio do Provete nº 1, para efeitos do cálculo da média contabilizou-se apenas os dados relativos ao Provete nº 2 e nº 3.

Na fig. 4.14 apresenta-se o diagrama força - deslocamento resultante dos ensaios de tracção realizados às amostras da fita metálica.

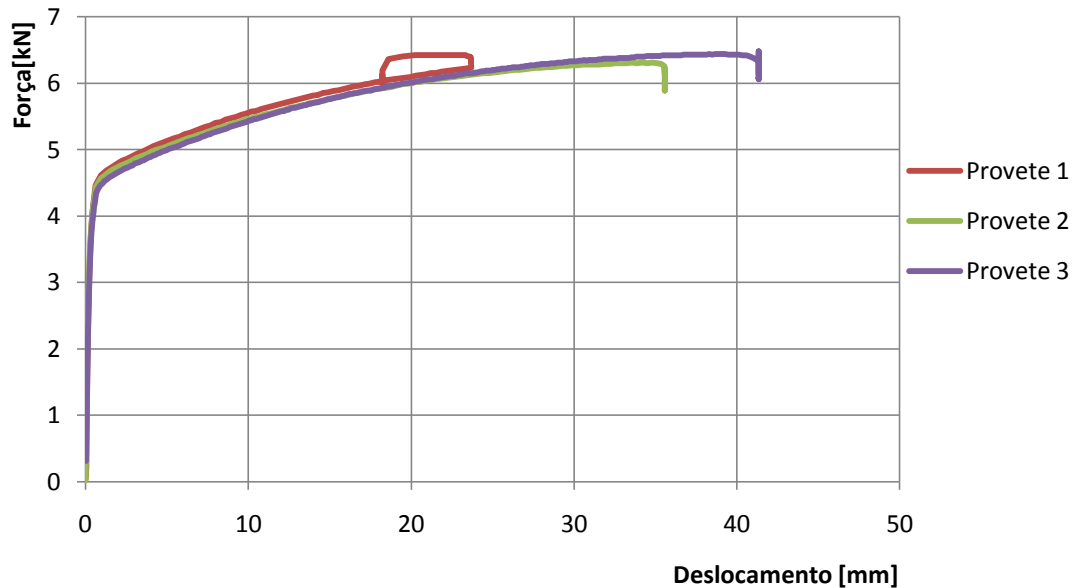


Fig. 4.14 - Diagrama força - deslocamento obtido nos ensaios de tracção

4.3.3. Instrumentação das fitas metálicas

Para registrar o comportamento mecânico das fitas durante o ensaio, colocaram-se três extensómetros em diferentes zonas das mesmas. Assim, o extensómetro nº 1 foi colocado na fita diagonal inferior do lado esquerdo (frente do murete), enquanto o extensómetro nº 3 correspondia à mesma fita mas no tardo do murete. Na fita horizontal inferior (frente do murete) foi colocado o extensómetro nº 2, fig. 4.15.

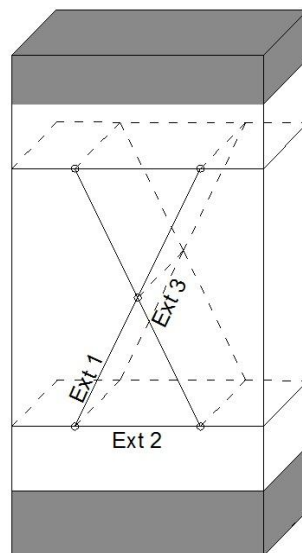


Fig. 4.15 - Disposição dos extensómetros nas fitas metálicas

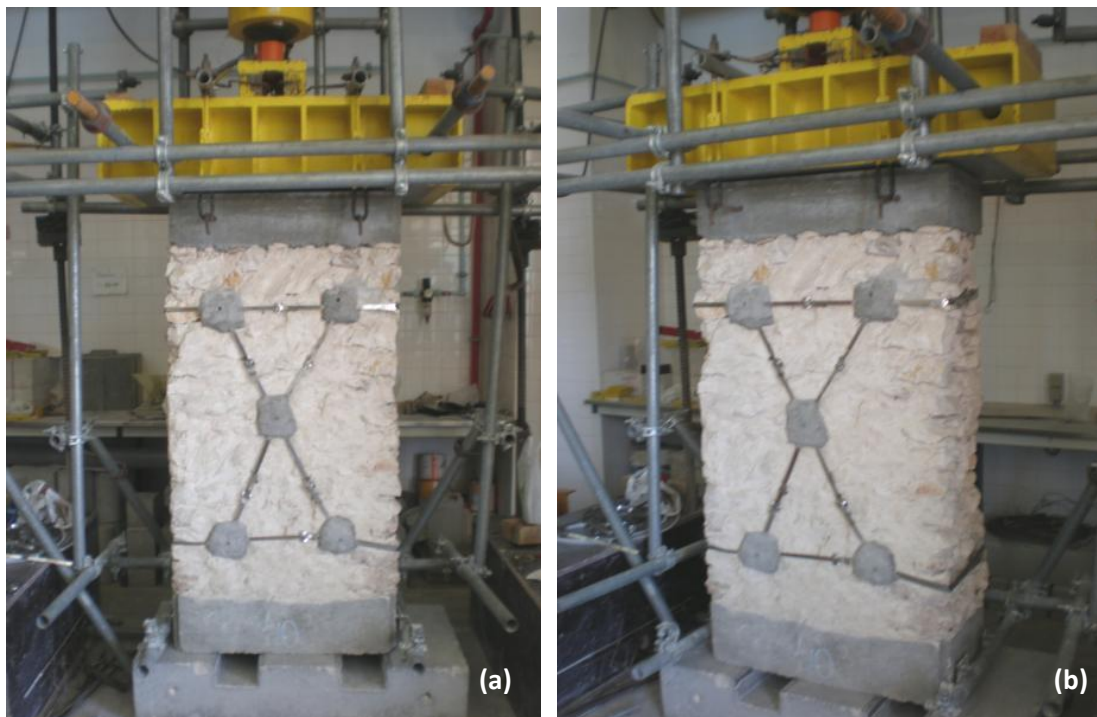
Na fig. 4.16 ilustra-se a colagem dos extensómetros nas fitas metálicas.



Fig. 4.16 - Instrumentação das fitas metálicas

4.4. Aspecto final do murete

Após a conclusão de todos os trabalhos anteriormente descritos, movimentou-se o murete para a base do sistema de ensaio, garantindo a centralidade com a direcção do cilindro hidráulico, fig. 4.17.



(a) – Vista frontal; (b) – Vista em perspectiva

Fig. 4.17 - Murete M40 antes da realização do ensaio

ENSAIO REALIZADO SOBRE O MURETE

5.1. Introdução

Neste capítulo apresenta-se a descrição do sistema de ensaio de compressão axial realizado no murete M40. Descreve-se o seu comportamento mecânico, assim como o comportamento registado pelas fitas metálicas. Por fim, apresenta-se os resultados obtidos na determinação da profundidade de carbonatação da argamassa de assentamento.

5.2. Sistema de ensaio de compressão axial

O sistema de ensaio utilizado neste trabalho experimental consiste num pórtico metálico, formado por dois pilares HEB300 e uma viga HEB450, fixa aos pilares por oito parafusos M24 em cada extremidade, fig. 5.1. Além destes elementos, o sistema de ensaio é composto por um sistema de segurança para evitar a queda da viga metálica e do lintel na fase final do ensaio, e uma base de betão armado onde se posiciona o murete.



Fig. 5.1 - Sistema de ensaio com o murete M40

O referido pórtico foi reforçado com quatro varões roscados de pré-esforço *Drywidag* com 36mm de diâmetro, possibilitando a actuação do cilindro hidráulico em condições de segurança. As extremidades dos varões foram fixas, superiormente a duas vigas metálicas perpendiculares à viga do pórtico e, inferiormente à laje do pavimento. A viga metálica colocada entre o cilindro hidráulico e o lintel tem como finalidade a distribuição de cargas ao longo do lintel [51].

Na fig. 5.2 encontram-se representados todos os elementos constituintes deste sistema de ensaio, desenvolvido e utilizado por F. Pinho [51].

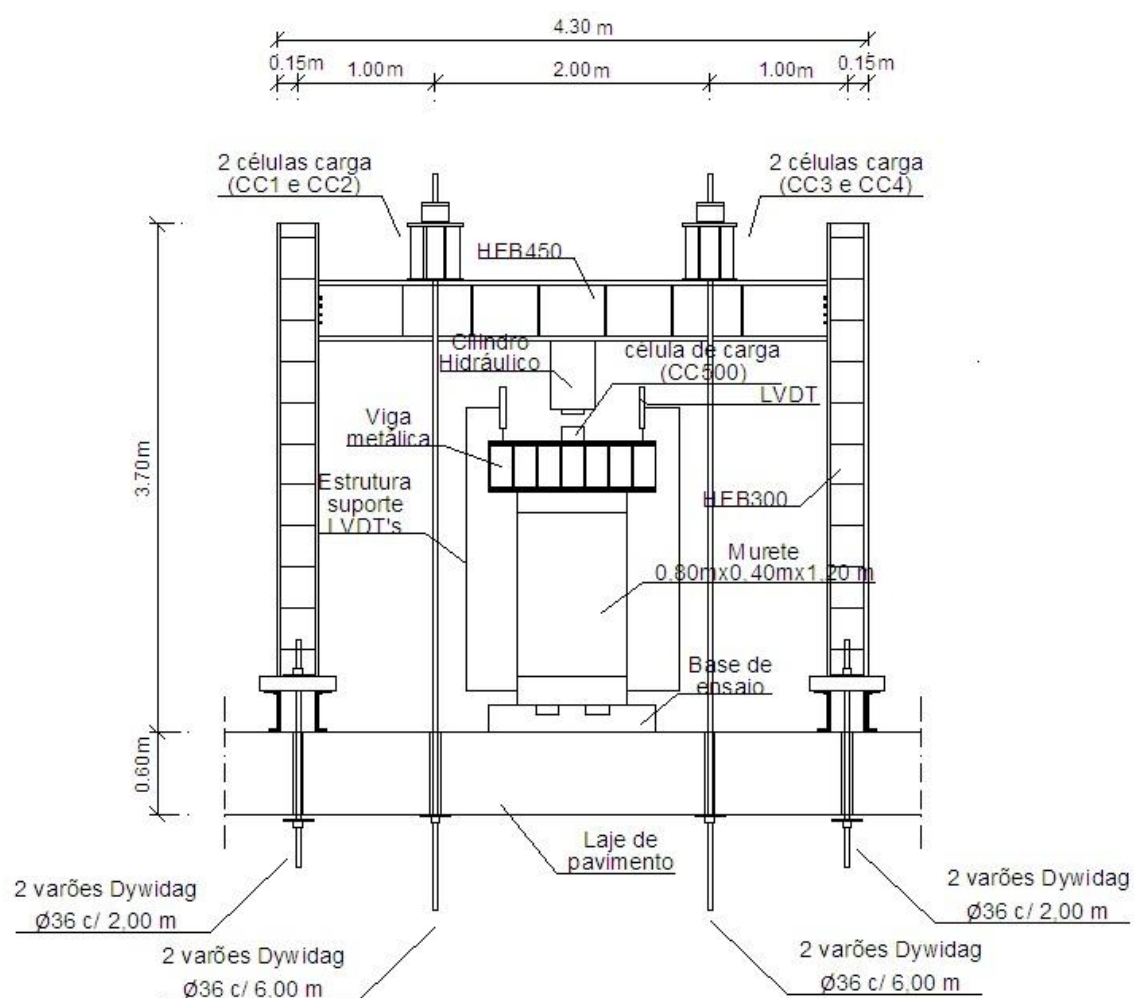


Fig. 5.2 - Representação esquemática do sistema de ensaio (adaptado de [51])

5.3. Instrumentação do ensaio

No ensaio do murete foi utilizado um cilindro hidráulico com capacidade de 3000kN, sendo accionado por uma bomba hidráulica eléctrica de duplo efeito. A medição das cargas aplicadas era realizada através de uma célula de carga com capacidade de 500kN (CC5), colocada entre o êmbolo do cilindro hidráulico e a viga metálica subjacente. Além desta célula de carga existiam também outras quatro células de carga (CC1 a CC4), com capacidade de 1000kN cada, situadas nas extremidades superiores dos varões de reforço, mas que não foram utilizadas devido às “reduzidas” cargas a aplicar.

A medição dos deslocamentos verticais foi consumada através de dois deflectómetros (transdutores de deslocamento ou LVDTs), com um curso de 100mm e sensibilidade de $100 \times 10^{-6}/\text{mm}$. Estes dispositivos foram instalados a 10cm da vertical dos pontos médios das arestas do lintel.

O registo de dados durante o ensaio era efectuado através de um *interface* de ligação, onde estavam ligados os dois deflectómetros, as células de carga e os extensómetros colocados nas fitas metálicas. Este *interface* estava conectado a um *data logger* que por sua vez enviava os dados para um computador, onde eram tratados através do software “Catman 4.0” da Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH (HBM), fig. 5.3.

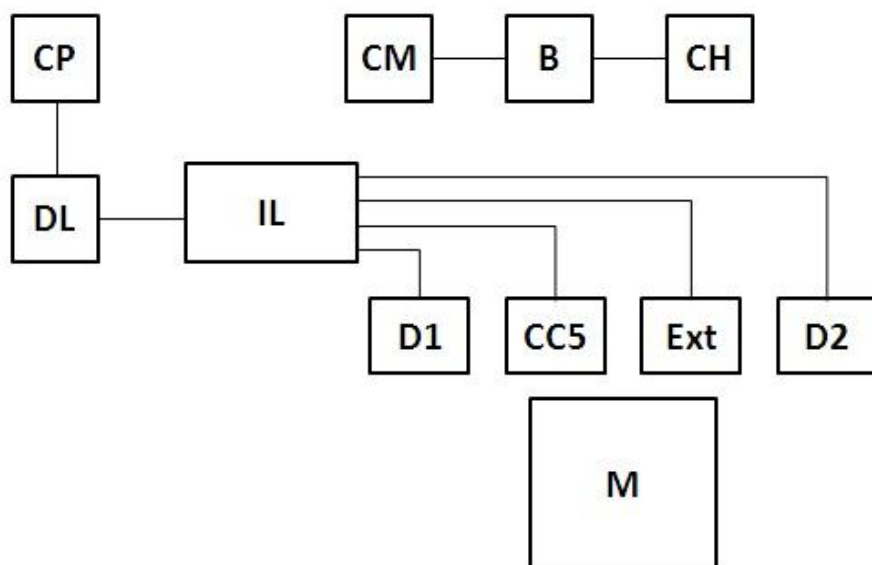


Fig. 5.3 - Aquisição de dados durante o ensaio (adaptado de [51])

Na fig. 5.4 apresenta-se dois dos equipamentos utilizados no ensaio experimental.

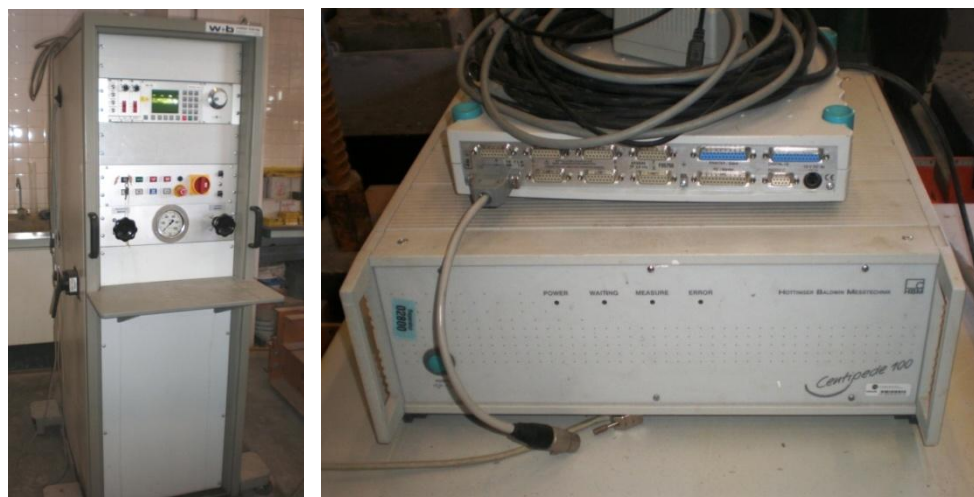


Fig. 5.4 - Bomba hidráulica e data logger utilizados no ensaio

Na tabela 5.1 indicam-se as siglas associadas a cada um dos equipamentos referidos

Tabela 5.1 - Siglas de identificação dos elementos do ensaio (adaptado de [51])

Sigla	Significado
B	Bomba hidráulica manual Enerpac GPEW 2020 WSN de duplo efeito, com função de load maintainer
CC5	Célula de carga da marca TML, tipo KC-50N Tokyo Sokki Kenkyujo Co. Ltd, com capacidade de 500kN
CH	Cilindro hidráulico Enerpac RRH1006 de 1000kN
CM	Comando manual do sistema
CP	Computador portátil com software de aquisição de dados "Catman 4.0" HBM
D1 e D2	Deflectómetros da marca TML, modelo CDP-1009 Tokyo Sokki Kenkyujo Co. Ltd, com um curso de 100mm e uma sensibilidade de $100 \times 10^{-6} / \text{mm}$
DL	Data logger da marca HBM, modelo centípede 100
Ext	Extensómetros com resistência eléctrica 120ohms da marca TML, modelo FLA-5.11
IL	Interface de ligação
M	Murete

Às forças registadas pela célula de carga CC5 adicionou-se os pesos dos elementos pré-existent sobre a alvenaria, dado que a célula de carga se encontrava abaixo do cilindro hidráulico e por cima da viga metálica e do lintel. Assim sendo, adicionou-se 5,2kN relativos à viga metálica, 1,2kN para o lintel de betão armado e 0,2kN para o grout de nivelamento, perfazendo um total de 6,6kN para a carga pré-existente (CPE).

5.4. Comportamento mecânico do murete durante o ensaio

Neste ponto apresenta-se o comportamento mecânico do murete durante o ensaio de compressão axial, fig. 5.5.

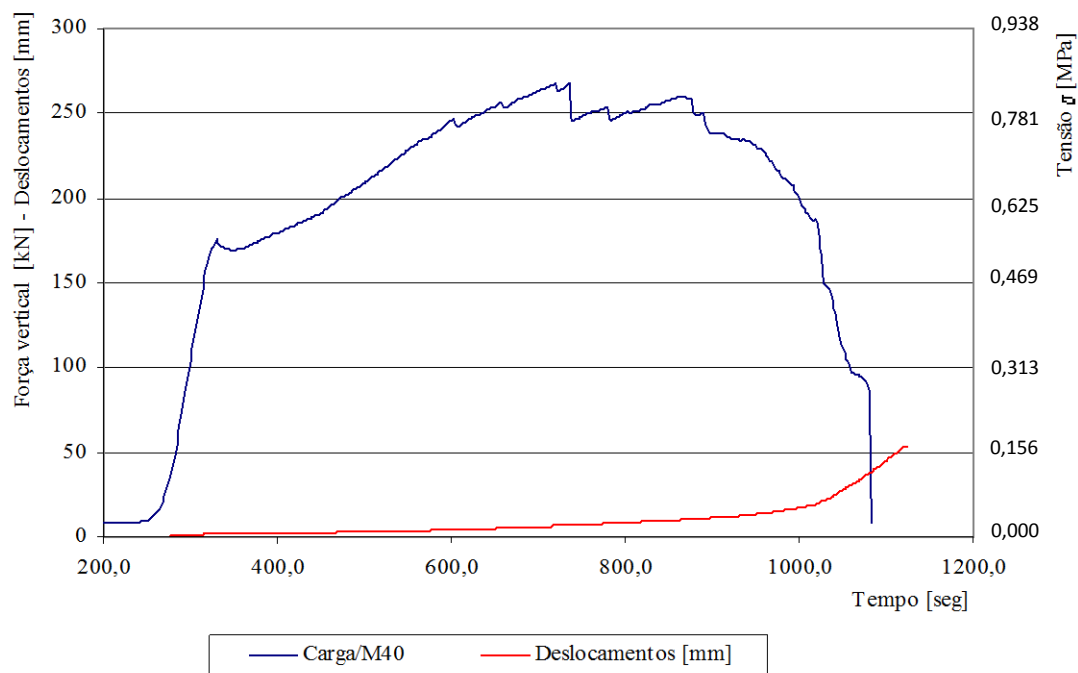


Fig. 5.5 - Diagrama da história de carga do ensaio à compressão axial sobre o murete M40

Da análise do diagrama da história de carga, verifica-se a existência de diferentes fases ao longo do respectivo ensaio. Estas fases são resultantes das alterações do incremento da carga por parte do operador do comando manual do sistema. Inicialmente foi aplicada uma carga constante, sendo que a partir dos 250s (4,2 minutos) foi aplicado um grande incremento de carga até aos 320s (5,3 minutos). Após uma breve interrupção, a carga foi novamente aplicada, desta vez com um incremento mais lento, atingindo-se a rotura aos 720s (12 minutos).

No decorrer da aplicação da carga foram-se desenvolvendo fendas no plano do murete, sobretudo no terço central, fig. 5.6, juntamente com a desagregação de pequenos fragmentos de argamassa e pedra.

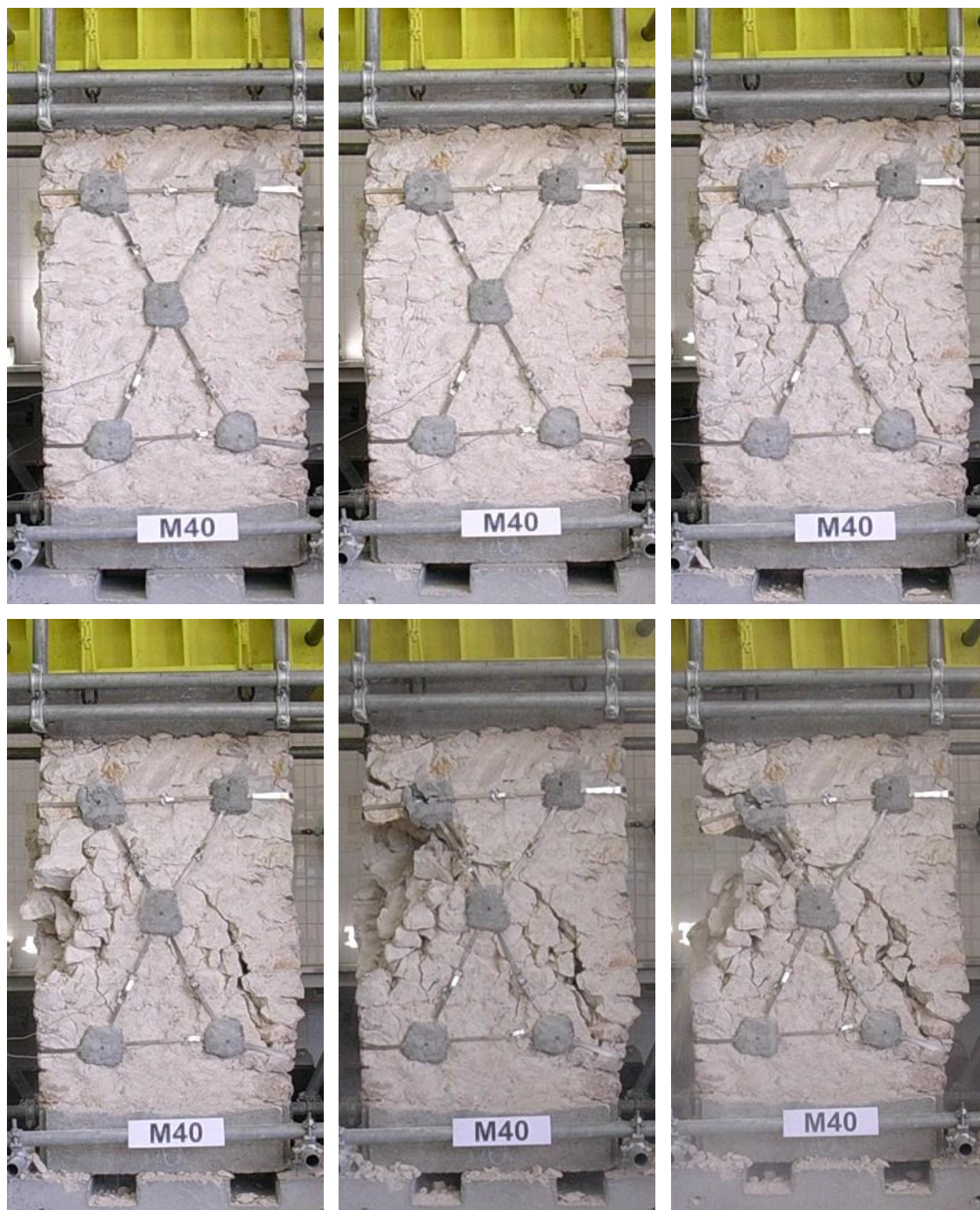


Fig. 5.6 - Ensaio de compressão axial sobre o murete M40

Com o aumento da carga, as dimensões das fendas foram também aumentando e evoluindo para uma fenda inclinada desde o canto superior esquerdo até ao canto inferior direito.

Simultaneamente observou-se a formação de uma cunha triangular no terço superior esquerdo do murete que culminou com a rotura do murete.

A força máxima registada foi de 267,6kN, correspondendo uma tensão máxima de 0,84MPa. O deslocamento registado na força máxima foi de 6,6mm.

5.5. Comportamento das fitas metálicas

Dos catorze anéis de fitas metálicas aplicados no murete, constatou-se que nenhum deles rompeu no decorrer do respectivo ensaio. Na fig. 5.7, através do diagrama deformação do murete - extensão da fita, apresenta-se o comportamento mecânico das fitas instrumentadas.

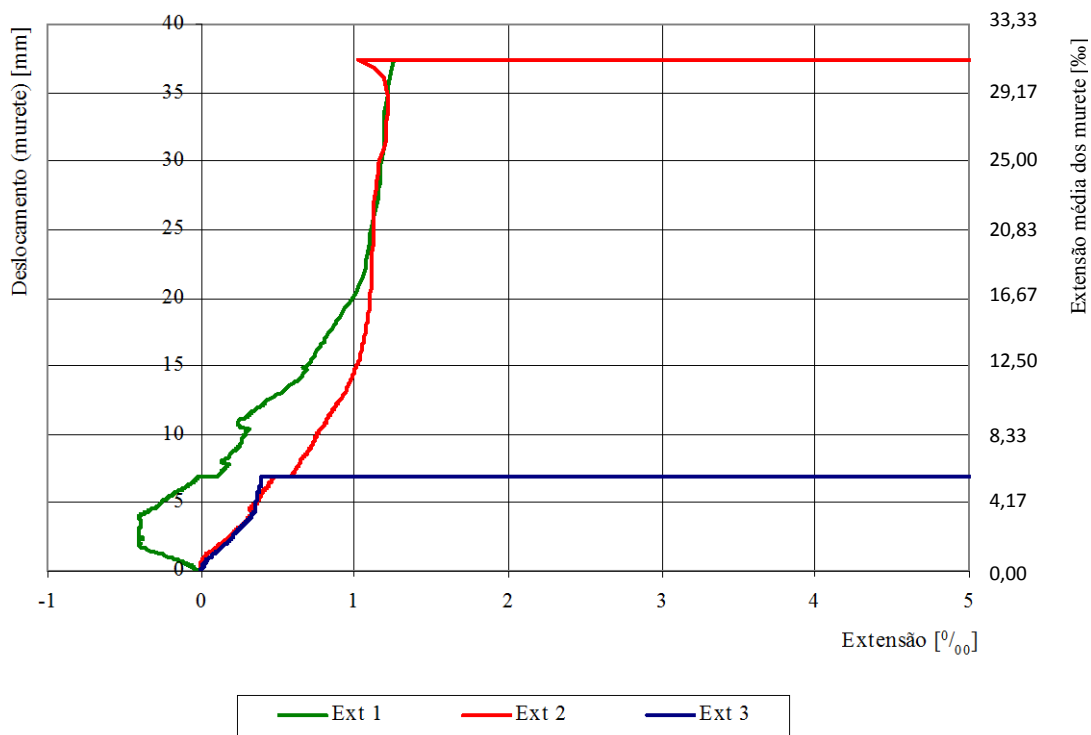


Fig. 5.7 - Diagrama deformação vertical do murete – extensão das fitas metálicas

Analisando o diagrama anterior, verifica-se que a um aumento do deslocamento vertical do murete corresponde um incremento de extensão nas fitas metálicas, até um dado valor de deslocamento. Os valores dos deslocamentos registados na extensão máxima são superiores ao verificado na rotura do murete.

A colocação dos três extensómetros permitiu comparar diferentes comportamentos do mesmo anel de fita metálica mas em faces opostas do murete (Ext. nº 1 e Ext. nº 3), assim

como comparar o comportamento entre fita aplicada na horizontal (Ext. nº 2) e a fita aplicada na diagonal (Ext. nº 1 e Ext. nº 3).

De acordo com o referido diagrama, o extensómetro nº 1 revela um comportamento distinto em relação aos outros, começando por entrar em folga nos primeiros 7mm do deslocamento vertical do murete, atingindo depois, de forma progressiva uma extensão máxima de 1,2‰, equivalente a 37mm de deslocamento vertical do murete.

Relativamente ao extensómetro nº 2, aplicado na fita horizontal, registou uma extensão máxima semelhante ao extensómetro nº 1, para um deslocamento vertical do murete de 35mm, verificando-se de seguida uma ligeira redução da extensão.

No extensómetro nº 3 observou-se um comportamento idêntico ao extensómetro nº 2, com a diferença de a extensão máxima ter ficado em 0,4‰, correspondendo a um deslocamento vertical do murete de 6,6mm.

Os resultados registados nas fitas metálicas estão sintetizados na tabela 5.2.

Tabela 5.2 - Síntese dos resultados registados pelas fitas metálicas

Extensómetro	Extensão máxima da fita [‰]	Deslocamento (murete) [mm]
1	1,2	37
2	1,2	35
3	0,4	6,6

Através do diagrama força vertical aplicada no murete – extensão das fitas metálicas, fig. 5.8, é possível verificar que a extensão das fitas vai aumentando até ao instante em que ocorre a rotura do murete com a força máxima (267,6kN). A partir deste momento, e com a diminuição do carregamento vertical no murete, assiste-se a uma estabilização da extensão nas fitas metálicas.

A fita metálica instrumentada com o extensómetro nº 1 apresentou um comportamento diferente das restantes, indicando que esta entrou em folga. Aquando da aplicação da força máxima, o extensómetro nº 1 registou uma extensão nula, enquanto o extensómetro 2 registou uma extensão de 0,4‰. Estes dois extensómetros exibem também uma fase de descarga idêntica, alcançando uma extensão máxima na ordem de 1,2‰.

Relativamente ao extensómetro nº 3, apresentou uma extensão na força máxima praticamente igual ao extensómetro nº 2, ou seja na ordem dos 0,4‰. Após a rotura do murete, este extensómetro sofreu algum tipo de dano, visto que não registou mais actividade.

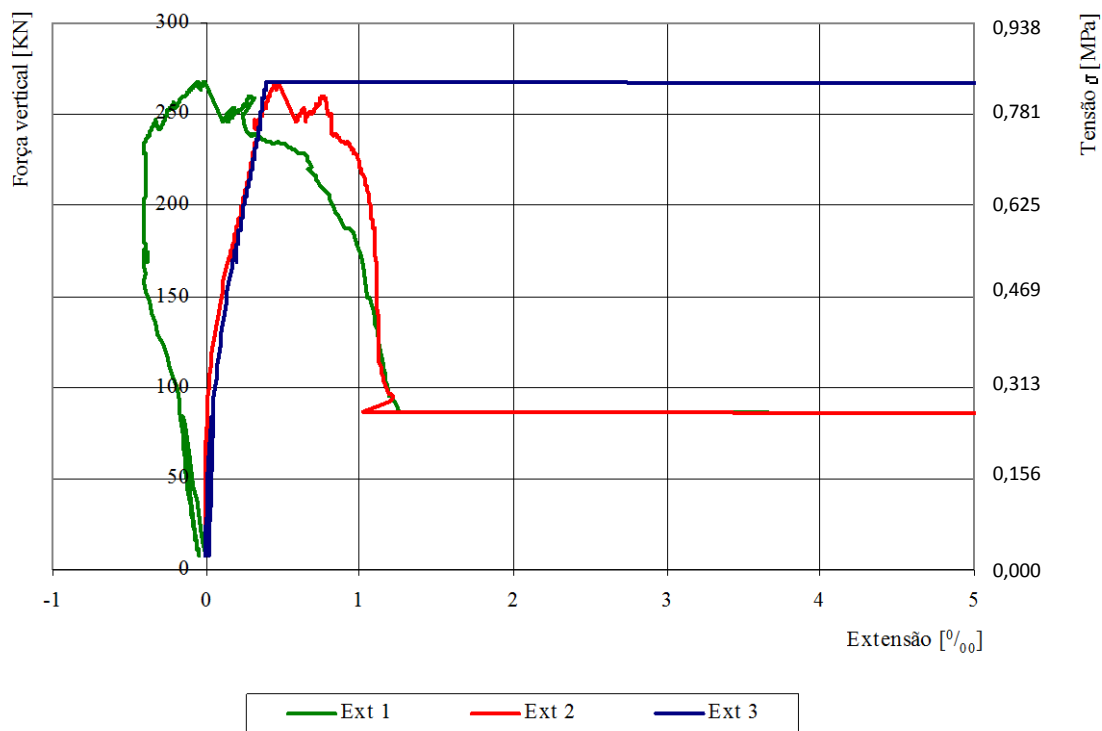


Fig. 5.8 - Diagrama força vertical no murete – extensão das fitas metálicas

As fitas instrumentadas foram pouco solicitadas no decorrer do ensaio, atingindo uma extensão máxima de 1,2‰, valor bastante inferior quando comparado com os ensaios de tracção realizados às mesmas fitas. Os ensaios apresentados no capítulo 4 apontavam para uma capacidade de resistência a extensões na ordem de 405,2‰.

O facto de nenhum dos anéis de fitas metálicas que confinaram o murete M40 ter rompido, pode ser devido às seguintes razões:

- os valores da extensão máxima registados no decorrer do ensaio não atingiram os valores resultantes dos ensaios de tracção;
- dado que as fitas foram apertadas manualmente podiam apresentar alguma folga, previamente à realização do ensaio;
- no caso do escorregamento das fitas, daria origem à sua pouca solicitação.

A eficácia do confinamento transversal anelar aplicado no murete M40, depende então da existência de folgas nas fitas metálicas, assim como o número e dimensão das pedras confinadas. A existência de perpianhos é também importante no desempenho deste confinamento, pois permite que as fitas possam ser dobradas na sua superfície. A utilização de

um reboco armado iria também melhorar o desempenho do confinamento, ao reduzir ou eliminar as folgas existentes.

5.6. Determinação da profundidade de carbonatação

A profundidade de carbonatação ou a área carbonatada em argamassas de ligantes aéreos, podem ser determinadas através de uma solução alcoólica de fenolftaleína. Trata-se de um indicador químico que em contacto com superfícies alcalinas (argamassa não carbonatada) apresenta uma cor púrpura, enquanto em zonas ácidas ou neutras (argamassa já carbonatada) permanece incolor [56, 65].

Assim, imediatamente após o ensaio do murete pulverizou-se a argamassa de assentamento do murete com uma solução de fenolftaleína a 0,5%, tendo-se medido com uma fita métrica, fig. 5.9.

Na tabela 5.3 apresentam-se os valores das medições realizadas no murete.



Fig. 5.9 - Medição da profundidade de carbonatação do murete

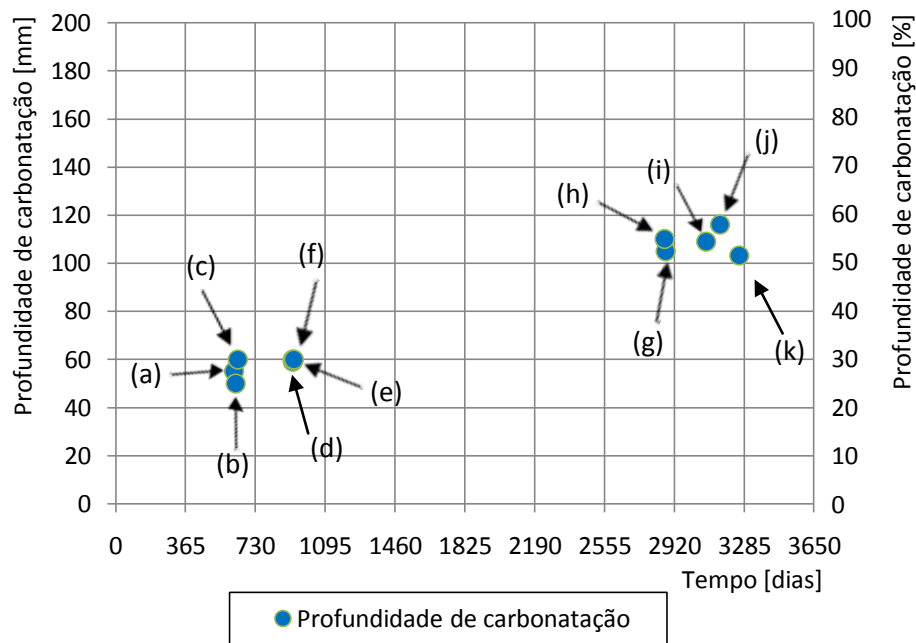
Tabela 5.3 - Medições de carbonatação realizadas à argamassa do murete

Medição	Profundidade de carbonatação [cm]
1	10,5
2	11,0
3	9,5
Média	10,3

Os valores registados para o murete M40 indicam que, passado praticamente nove anos após a sua construção (29 de Julho de 2002 e ensaiado a 5 Julho de 2011), a percentagem de

profundidade de carbonatação foi de 52% em relação à sua largura total. O murete estaria totalmente carbonatado caso a profundidade de carbonatação atingisse os 20cm, valor correspondente a metade da largura do murete.

No diagrama da fig. 5.10 apresentam-se os valores dos muretes ensaiados por F. Pinho em 2004 e também os valores dos muretes ensaiados anteriormente, no âmbito de dissertações de mestrado no qual está inserido o presente trabalho.



- (a) - profundidade de carbonatação - M43;
- (b) - idem - M21;
- (c) - idem - M32;
- (d) - idem - M41;
- (e) - idem - M44;
- (f) - idem - M28;
- (g) - idem - M45;
- (h) - idem - M36;
- (i) - idem - M9;
- (j) - idem - M8;
- (k) - idem - M40

Fig. 5.10 - Diagrama profundidade de carbonatação – tempo

Em termos de área carbonatada, fig. 5.11, e considerando o valor médio registado para a profundidade, obteve-se uma área total de argamassa já carbonatada de 2047,64cm², traduzindo-se em cerca de 64% da área total.

Área carbonatada:

$$80 \times 40 - ((80 - 2 \times 10,3) \times (40 - 2 \times 10,3)) = 2047,64 \text{ cm}^2 \approx 0,205 \text{ m}^2$$

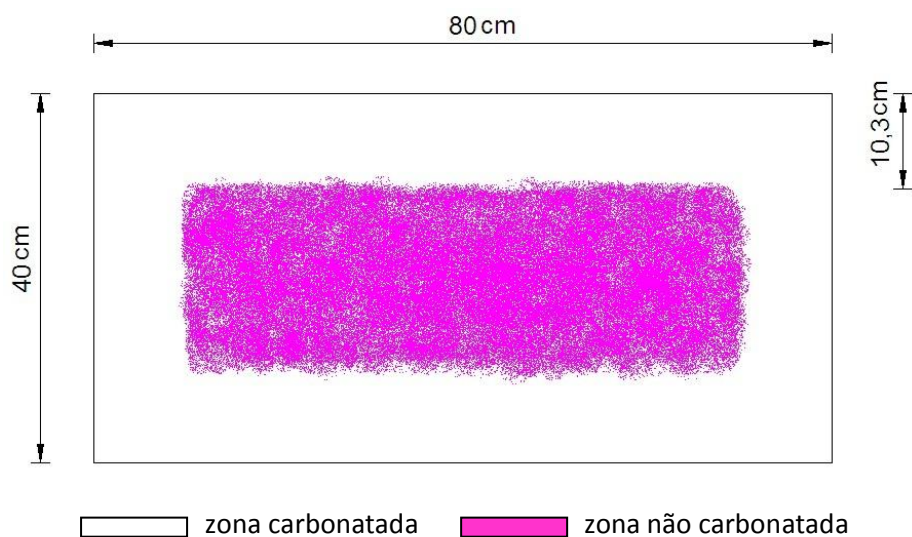


Fig. 5.11 - Representação esquemática da área carbonatada

Estes valores comprovam a morosidade associada ao processo de carbonatação da argamassa à base de cal aérea, que por sua vez influencia a coesão e capacidade resistente dos muretes.

APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

6.1. Introdução

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos no ensaio do murete M40, seguindo-se uma comparação com os resultados obtidos nos ensaios realizados por F. Pinho [51]. Será feita também uma comparação com os ensaios anteriormente realizados por H. Morais, M. Fonseca, J. Correia e P. Rodrigues [44, 24, 18, 57].

6.2. Apresentação de resultados do murete M40

Como referido no capítulo 5, a resistência máxima registada no ensaio do murete M40 foi de 267,6kN, á qual corresponde uma tensão máxima de 0,84MPa e um deslocamento de 6,6mm. Na fig. 6.1 apresenta-se os diagramas força – deslocamento e tensão – extensão.

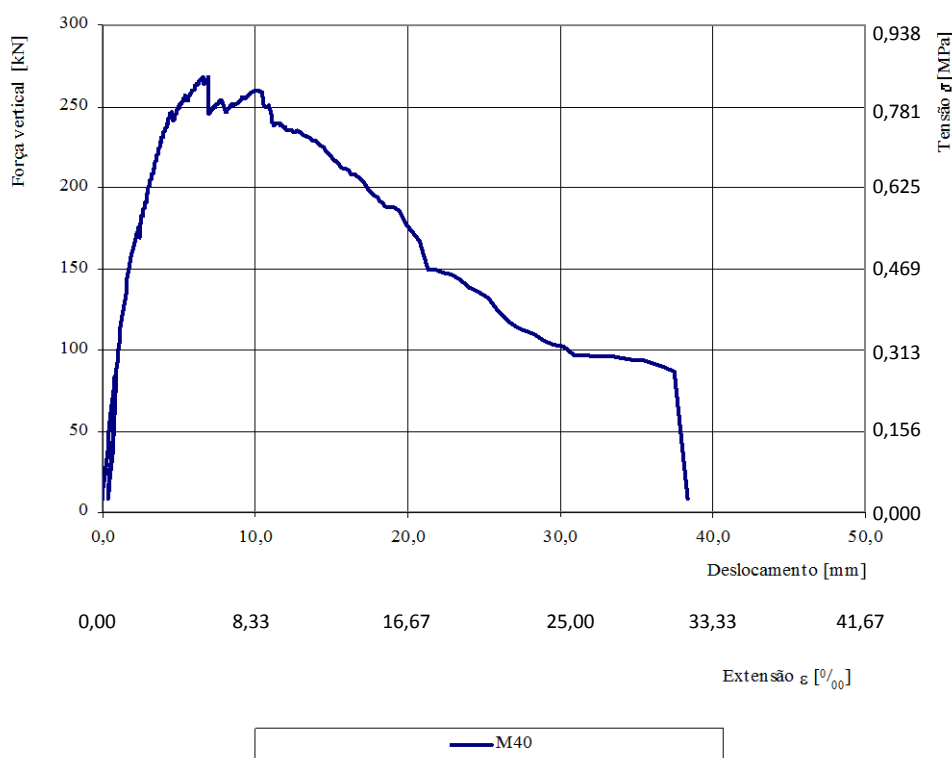


Fig. 6.1 - Diagrama força – deslocamento e tensão – extensão do murete M40

No diagrama anterior constata-se uma certa rigidez no murete M40, isto é, numa fase inicial do ensaio o murete deforma-se pouco face à força vertical aplicada, alcançando os 6,6mm na força máxima. Depois da rotura do murete, observa-se uma diminuição gradual da força aplicada relativa à descarga, juntamente com o aumento do deslocamento vertical, atingindo-se posteriormente o colapso total do mesmo.

A análise dos resultados e consequentes conclusões é dificultada pela heterogeneidade dos materiais que compõem este tipo de alvenaria.

6.3. Comparação de resultados

Na tabela 6.1 sintetiza-se os resultados obtidos nos ensaios de muretes realizados pelo orientador científico desta dissertação, e noutras dissertações de mestrado anteriores, utilizando ainda muretes do trabalho inicial [51].

Tabela 6.1- Síntese dos resultados obtidos até ao momento na FCT/UNL

Murete		Dimensões [m ³]	Data do ensaio	Força máxima (F _{máx}) [kN]	Deslocamento ($\delta_{Fmáx}$) [mm]	Tensão máxima ($\sigma_{máx}$) [MPa]
Muretes de referência [51]	M21	0,80×0,40×1,20	Abr/04	127,7	6,0	0,40
	M32			148,5	4,3	0,46
	M43			134,2	7,0	0,42
	Média			136,8	5,8	0,43
Sol. Reforço IV [51]	M34			467,5	3,3	-
	M29			414,6	9,1	-
	M27			438,7	2,4	-
	Média			440,3	4,9	-
M36 [44, 51]		0,80×0,40×1,20	Jun/10	238,3	6,5	0,74
M45 [24, 51]				253,3	13,2	0,79
M9 [18, 51]		1,20×0,40×1,20	Jan/11	288,4	5,4	0,60
M8 [57, 51]			Mar/11	366,7	9,9	0,76
M40 ⁽¹⁾		0,80×0,40×1,20	Jul/11	267,6	6,6	0,84

(1) – murete objecto da presente dissertação

Na análise dos resultados apresentados e na respectiva comparação com os resultados obtidos nesta dissertação, deve ter-se em conta a existência de algumas variáveis envolvidas, como a aplicação ou não de reforço, a dimensão e idade dos muretes, que influenciam a profundidade de carbonatação e consequente capacidade resistente dos muretes.

Na fig. 6.2 ilustra-se o diagrama comparativo de tensões máximas, resultantes dos ensaios aos muretes anteriormente descritos.

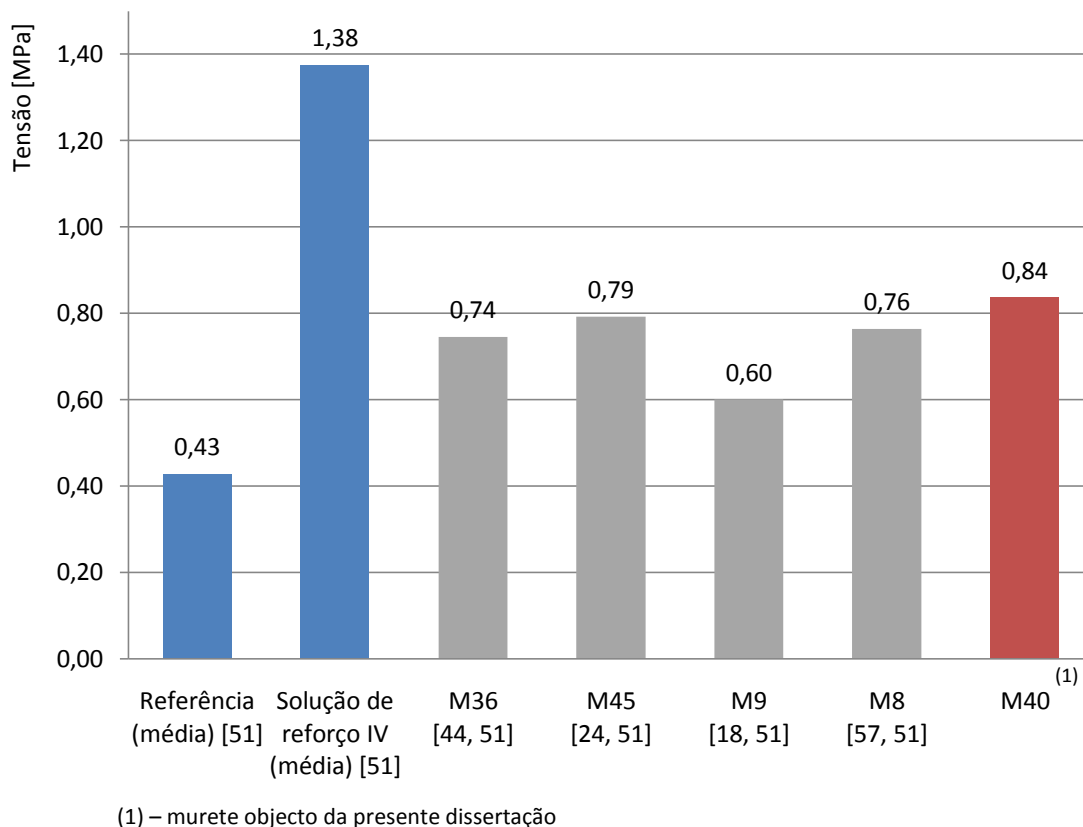


Fig. 6.2 - Diagrama comparativo das tensões máximas registadas

Da apreciação do diagrama da fig. 6.2 é possível concluir que os muretes de referência, M21, M32 e M43, ensaiados em Abril de 2004 por F. Pinho [51], sem qualquer tipo de reforço, apresentam valores inferiores ao murete M40, sendo que este registou praticamente o dobro da resistência mecânica.

Quanto à solução de reforço IV [51] (capítulo 3), muretes M34, M29 e M27, as diferenças prendem-se com a idade do murete e o reforço aplicado (confinamento transversal contínuo através de fios de aço zincado). Nesta solução foi também executado um reboco armado com fibra de vidro. A força máxima registada para estes modelos foi significativamente superior ao verificado no presente trabalho.

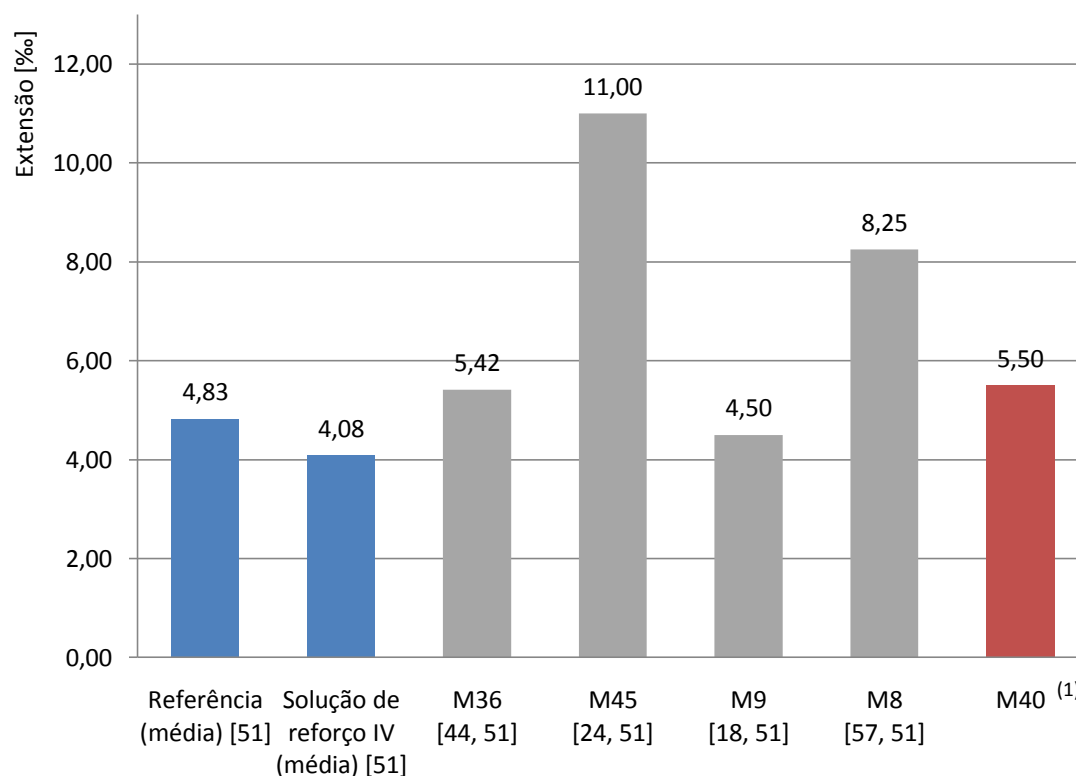
Em relação ao murete M36 [44, 51], cujas variáveis presentes foram a aplicação de reforço e a idade do murete, verificou-se ganhos de resistência mecânica na ordem dos 14%. A tensão registada neste murete, 0,74MPa, foi superior ao esperado, muito possivelmente pelo facto de a acção ter sido incrementada de forma rápida, por dificuldade do controlo da força.

Relativamente ao murete M45, as variáveis presentes foram a idade do murete e o tipo de reforço aplicado, visto que foi aplicado um confinamento transversal contínuo e não anelar. Ambos registaram tensões semelhantes, verificando-se um ganho de resistência mecânica de 6% no presente trabalho.

No murete M9, as diferenças prendem-se com as dimensões superiores, a idade do murete e a não aplicação de reforço. Neste caso, constata-se um ganho de resistência mecânica na ordem dos 40%, visto que este murete alcançou uma tensão máxima de 0,60MPa enquanto o murete ensaiado neste trabalho atingiu 0,84MPa.

O murete M8, também de dimensões superiores, foi reforçado com confinamento transversal por fitas metálicas e ensaiado em Março de 2011. Comparativamente com este ensaio, o murete M40 registou um aumento de resistência mecânica de aproximadamente 11%.

Na fig. 6.3 apresenta-se o diagrama comparativo de extensões na força máxima obtida nos diferentes ensaios anteriormente referidos.



(1) – murete objecto da presente da presente dissertação

Fig. 6.3 - Diagrama comparativo de extensões na força máxima

Analizando o diagrama da fig. 6.3 e comparando com os muretes de referência [51], constata-se que o reforço aplicado permitiu um aumento de extensão de aproximadamente 14%.

Face aos muretes reforçados com a solução de reforço IV [51], o murete M40 registou um aumento de cerca de 35% da extensão na força máxima.

Comparando com o murete M36 [44, 51], constata-se que não ocorreram ganhos de ductilidade através do reforço aplicado, uma vez que os deslocamentos máximos foram idênticos.

No murete M45 [24, 51], reforçado com confinamento transversal contínuo, registou-se um deslocamento de 13,2mm, enquanto o murete ensaiado (M40) atingiu um deslocamento de 6,6mm, traduzindo-se numa perda de 50% da extensão na força máxima. A discrepância destes valores aponta para um comportamento mais rígido do murete M40, deduzindo-se que o confinamento transversal anelar utilizado neste trabalho, não confere a ductilidade exibida pelo confinamento transversal contínuo.

Relativamente ao murete M9, verifica-se um aumento da extensão de 22%, visto que o deslocamento na força máxima foi de 5,4mm enquanto neste trabalho atingiram-se os 6,6mm.

Por último, comparando com o murete M8, regista-se novamente uma perda de aproximadamente 33% da extensão na força máxima. Como referido anteriormente, o confinamento transversal contínuo (aplicado no murete M8), parece conferir maior ductilidade, dado que o deslocamento máximo registado neste murete foi de 9,9mm, valor superior ao registado no presente trabalho.

Na tabela 6.2 apresenta-se uma comparação entre a profundidade de carbonatação para os diversos muretes.

Tabela 6.2 - Comparação entre a profundidade de carbonatação dos muretes

Muretes		Área da secção transversal [cm ²]	Ano do ensaio	Profundidade de carbonatação média		Área carbonatada média		Tensão média registada [MPa]
Trabalho	Nº			[cm]	[%]	[cm ²]	[%]	
Muretes de referência [51]	M43, M21, M32	3200	2004	5,5	27,5	1199	37,5	0,43
Solução de reforço I [51]	M41, M44, M28			6,0	30,0	1296	40,5	0,63
M. Fonseca [24, 51]	M45		2010	10,5	52,5	2079	65,0	0,79
P. Rodrigues [57, 51]	M8		2011	11,6	58,0	2246	70,2	0,76
P. Freire	M40			10,3	51,5	2048	64,0	0,84

Na tabela 6.3 apresenta-se a relação entre as áreas carbonatadas e a resistência mecânica dos muretes com a solução de reforço I.

Tabela 6.3 - Relação entre a área carbonatada e a resistência mecânica

Murete	Relação	
	Área carbonatada [%]	Tensão máxima ($\sigma_{\text{máx}}$) [MPa]
M45	$65,0/40,5 = 1,60$	$0,79/0,63 = 1,25$
M8	$70,2/40,5 = 1,73$	$0,76/0,63 = 1,21$
M40	$64,0/40,5 = 1,58$	$0,84/0,63 = 1,33$

Na fig. 6.4 apresenta-se o diagrama que traduz as relações anteriormente calculadas.

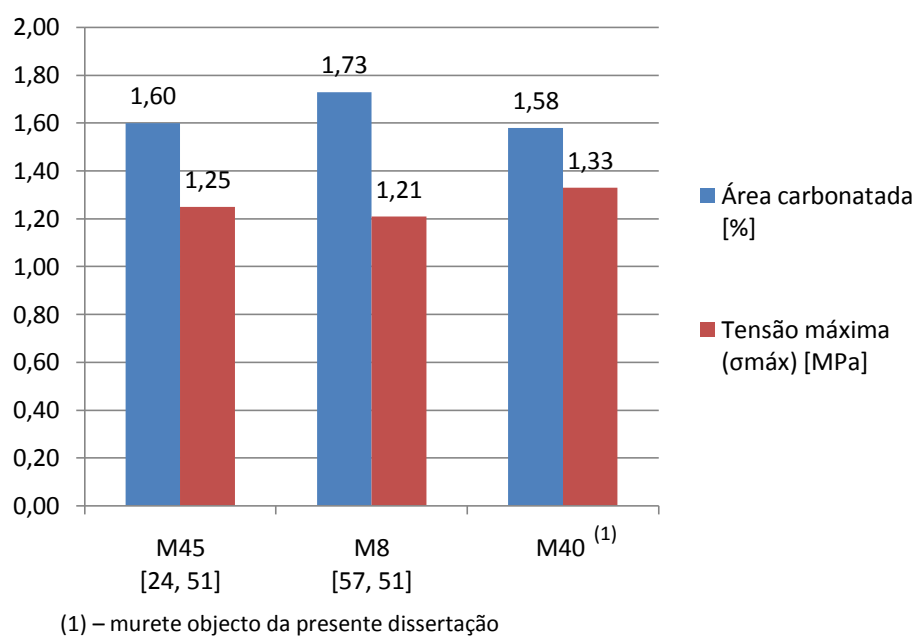


Fig. 6.4 - Diagrama comparativo entre a área carbonatada e a tensão máxima

Da análise da tabela e figura anteriores, constata-se que a área carbonatada aumentou cerca de 60% nos muretes M45 e M40 e 73% no murete M8, face aos ensaios da solução de reforço I realizados em 2004.

Relativamente à resistência mecânica, verificou-se um ganho médio de 26%.

Estes resultados indicam que a área carbonatada e a resistência mecânica não evoluíram de forma igual. Com o tempo, acredita-se que o incremento de resistência mecânica aumente menos do que a área carbonatada, dado que a zona não carbonatada será cada vez menor, ou seja, a influência da área carbonatada na resistência mecânica será também cada vez menor.

O valor verificado no murete M40 para a profundidade de carbonatação, quando comparado com os outros muretes, é inferior ao expectável, dado o tempo que entretanto decorreu. Este valor pode ser explicado pela dificuldade da medição logo após o ensaio ou pela própria natureza do murete, que poderia apresentar menos vazios do que os restantes, dificultando assim a passagem do dióxido de carbono para o seu interior.

CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

7.1. Síntese final

Dada a importância cada vez mais crescente em torno da conservação e reabilitação de edifícios antigos, torna-se crucial o desenvolvimento e o estudo de novas técnicas de reabilitação.

Foi neste enquadramento que a presente dissertação consistiu na avaliação do efeito do confinamento transversal anelar por fitas metálicas, aplicado num modelo experimental de alvenaria de pedra tradicional. Procedeu-se igualmente à quantificação da capacidade resistente do respectivo modelo e à análise do seu modo de rotura.

O trabalho realizado desenvolveu-se de acordo com os seguintes parâmetros:

- pesquisa bibliográfica sobre as principais características dos edifícios antigos, as suas anomalias mais comuns e as técnicas de consolidação e reforço mais utilizadas neste tipo de estruturas;
- pesquisa sobre o estado actual do conhecimento relacionado com ensaios experimentais a diversos tipos de modelos de alvenaria. Com esta pesquisa pretendeu-se conhecer os trabalhos de investigação, tanto internacionais como nacionais, que nos últimos anos vêm sendo desenvolvidos nesta área específica;
- na parte prática da dissertação procedeu-se à aplicação do reforço no modelo experimental, consistindo num confinamento transversal anelar por fitas metálicas. Seguiu-se a realização de um ensaio de compressão axial e a determinação da profundidade de carbonatação da argamassa de assentamento da alvenaria;
- recolhidos e analisados os resultados, fez-se uma comparação com os trabalhos anteriormente realizados no DEC – FCT/UNL, permitindo retirar algumas conclusões acerca da eficácia do tipo de reforço aplicado.

7.2. Conclusões e comentários finais

Com a análise experimental realizada neste trabalho, foi possível verificar o comportamento de um murete de alvenaria tradicional reforçado com confinamento transversal anelar por fitas metálicas, quando sujeito à compressão axial.

Comparativamente com os resultados obtidos nos trabalhos de H. Morais [44, 51] e M. Fonseca [24, 51], verificou-se uma melhoria da resistência mecânica. Contudo, com esta configuração de reforço não se atingiu uma extensão do murete tão elevada como a extensão verificada no ensaio de M. Fonseca [24, 51], onde o confinamento era contínuo.

Quanto às fitas metálicas testadas neste ensaio, conjuntamente com a configuração de reforço adoptada, revelaram-se factores essenciais no ganho de resistência mecânica alcançado. Este ganho pode ainda ser maior, através da aplicação de um reboco armado que iria reduzir as folgas existentes nas fitas, aumentando a eficácia do confinamento. A existência de um reboco permitirá também que as referidas fitas fiquem protegidas de diversos factores, conservando assim as suas propriedades físicas e mecânicas.

No caso de aplicação em obra, o confinamento transversal anelar revela-se de fácil aplicação, visto que se manuseiam troços de fita relativamente pequenos, enquanto no confinamento contínuo esta tarefa acresce de dificuldade.

Na determinação da profundidade e área de carbonatação da argamassa de assentamento dos muretes, constata-se que este processo, carbonatação da cal aérea, é lento e gradual, podendo demorar várias décadas a completar-se. A evolução deste processo é traduzida num aumento da resistência mecânica.

As inúmeras variáveis associadas às paredes de alvenaria de edifícios antigos, como a tipologia, heterogeneidade ou idade, afectam significativamente a sua capacidade resistente. É também devido a estes factores que se torna difícil reproduzir com exactidão, as condições reais existentes nas paredes dos edifícios antigos em modelos experimentais. Esta dificuldade estende-se igualmente à simulação das cargas verticais actuantes. Por estes motivos, não foi possível realizar uma comparação directa entre os resultados dos trabalhos de investigação analisados no capítulo 3, e o murete ensaiado no decorrer deste trabalho.

7.3. Desenvolvimentos futuros

Após o trabalho experimental desenvolvido nesta dissertação, apresentam-se algumas sugestões para desenvolvimentos futuros no âmbito desta investigação:

- aplicação de rebocos armados conjuntamente com o confinamento aplicado, de modo a comparar com a solução de reforço IV de F. Pinho [51];
- realização de ensaios em modelos reais, em laboratório e *in-situ*, e comparação com os resultados registados no presente trabalho;
- realização de ensaios de durabilidade às fitas metálicas, de modo a reunir mais informação acerca do seu comportamento quando aplicadas neste tipo de paredes;
- realização de um estudo técnico-económico para averiguar a viabilidade da aplicação deste solução de reforço em contexto de obra.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] AKHI, T.; HASHEMIAN, F.; JAEGER, L.; MUFTI, A.; POLYZOIS, D.; SHRIVE, N.; SUBERCASEAUX, M. *Investigation of Effective Modulus of Elasticity and Shear Modulus of Brick Masonry Wall under Lateral Load*. Conservation of Heritage Structures, pág 125-131, Ottawa, Canada, 11-13 August 2010.
- [2] ALMEIDA, C.; ARÊDE, A.; COSTA, A.; COSTA, C.; GUEDES, J;.. *Mechanical Behaviour Analyzes of One Leaf Stone Masonry Walls*. VI Congreso Internacional sobre Patología y Recuperación de Estructuras, Cinpar 2010, , Córdoba, Argentina, 2, 3 e 4 Junho 2010.
- [3] APPLETON, J.; DOMINGOS, I. *Biografia de um Pombalino. Um caso de reabilitação na Baixa de Lisboa*. Lisboa: Edições Orion, 2009
- [4] APPLETON, J. *Reabilitação de Edifícios "Gaioleiros"*. Edições Orion, Maio de 2005.
- [5] APPLETON, J. *Reabilitação de Edifícios Antigos. Patologias e Tecnologias de Intervenção*. Lisboa: Edições Orion, Setembro de 2003.
- [6] APPLETON, J. *Edifícios Antigos - Contribuição para o Estudo do seu Comportamento e das Acções de Reabilitação a Empreender*. Programa de investigação apresentado a concurso para provimento na categoria de investigador-coordenador. LNEC, Lisboa, 1991.
- [7] APPLETON, J. *Módulos de Aprendizagem da Disciplina de Reabilitação e Reforço de Estruturas: Alvenarias*. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, 2008.
- [8] AZEREDO, H. *O Edifício Até Sua Cobertura*. São Paulo: Editora Edgard Blücher Ltda, 2ª edição 1997.
- [9] BAIRRÃO, R.; SILVA, M. *Shaking Table Tests of Two Different Reinforcement Techniques using Polymeric Grids on an Asymmetric Limestone Full-Scaled Structure*. Lisboa, 2008g.
- [10] BANDIMEX - Bandimex band and buckles. Disponível em http://www.bandimex.de/sites/english/products_band_standard.html. Acesso em Fevereiro de 2011.
- [11] BLASI, C.; BORRI, A.; PASQUALE, S.; MALESANI, P.; NIGRO, G.; PARDUCCI, A.; TAMPONE, G. *Manuale per la riabilitazione e ricostruzione postsismica degli edifici. Regione dell'Umbria*. Tipografia del Genio Civile, Roma, 1999.
- [12] CARVALHO, J. *Caracterização Mecânica de Paredes Resistentes em Alvenaria de Pedra Através de Ensaio Não Destrutivos*. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil: Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, 2008.
- [13] CARPENTER - Selecting New Stainless Steels for Unique Applications. Disponível em <http://www.carttech.com/techarticles.aspx?id=1612>. Acesso em Agosto 2011.

-
- [14] CASAS ANTÓNIO CARNEIRO - Diário de Obra. Disponível em <http://afloret.wordpress.com/page/4/>. Acesso em Dezembro 2010.
- [15] CÓIAS E SILVA, V. *Reabilitação "Amiga do Património": O novo desafio à criatividade*. Workshop "O Habitat do Futuro Inserido no Património Construído: Desafios e Oportunidades para o Sector da Reabilitação", Gecorpa, Fevereiro 2006.
- [16] CÓIAS E SILVA, V. *Reabilitação Estrutural de Edifícios Antigos - Alvenaria, Madeira. Técnicas Pouco Intrusivas*. Argumentum, Gecorpa, 2ª edição, Maio 2007.
- [17] CÓIAS E SILVA, V. *Viabilidade técnica de execução do "Programa Nacional de Redução da Vulnerabilidade Sísmica do Edificado"*. GECO RPA - Grémio das Empresas de Conservação e Restauro do Património Arquitectónico, Abril 2001.
- [18] CORREIA, J. *Análise Experimental de um Murete de Alvenaria de Pedra Tradicional de Grandes Dimensões*. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil: Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Monte de Caparica, Abril de 2011.
- [19] CRISTALPROOF - Materiais e Tecnologias para a Construção, Lda. Disponível em http://www.cristalproof.pt/site/index.php?page=shop.product_details&product_id=9&flypage=flypage.tpl&pop=0&option=com_virtuemart&Itemid=54&vmcchk=1&Itemid=54. Acesso em Fevereiro 2011.
- [20] CROCI, G. *The Conservation and Structural Restoration of Architectural Heritage*. Computational Mechanics Publications, UK, 1998.
- [21] DOLCE, M.; CACOSSO, A; PONZO, F.; MARNETTO, R. *New Technologies for the Structural Rehabilitation of Masonry Constructions: Concept, Experimental Validation and Application of the CAM System*. Basilicata Potenza University, Italy, 2004.
- [22] ESTÉVEZ, D. *Experimental and Numerical Analysis of Stone Masonry Walls Strengthened with Advanced Composite Materials*. Doctorate Thesis, Faculty of Engineering of Bilbao, Spain, January, 2009.
- [23] EU-INDIA ECONOMIC CROSS CULTURAL PROGRAMME. *Identification of Strengthening Strategies*. Improving the Seismic Resistance of Cultural Heritage Buildings, October 2006.
- [24] FONSECA, M. *Análise Experimental de um Murete de Alvenaria de Pedra Tradicional Reforçado com Confinamento Transversal Contínuo por Fitas Metálicas*. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil: Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade Nova de Lisboa, Monte de Caparica, Novembro de 2010.
- [25] GENEROSO, R. *Corrosão: Aço Inoxidável*. Disponível em <http://www.ruyalexandre.co.nr/>. Acesso em Julho 2011
- [26] GNDT (Grupo Nazionale per la Difesa dai Terremoti). *Danno Sísmico e Vulnerabilità delle Chiese dell' Umbria*. CD-ROM, Itália, s/d.

- [27] GOUVEIA, J.; LOURENÇO, P; VASCONCELOS, G. *Soluções Construtivas em Alvenaria*. Construção Magazine, 2006.
- [28] HENRIQUES, F. *Humidade em Paredes*. Lisboa: Colecção Edifícios, LNEC, 1994.
- [29] ICOMOS. *Recomendações para a Análise, Conservação e Restauro Estrutural da Património Arquitectónico*. Versão Portuguesa traduzida por P. Lourenço e D. Oliveira: Departamento de engenharia Civil da Universidade do Minho, s/d.
- [30] INSTITUTO NACIONAL DE ESTATÍSTICA. *Recenseamento Geral da População e da Habitação*. Censos 2001: Lisboa, 2001.
- [31] INSTITUTO NACIONAL DE ESTATÍSTICA. *Estatísticas da Construção e Habitação 2009*. Instituto Nacional de Estatística, I.P.: Lisboa, 2010.
- [32] INSTITUTO PORTUGUÊS DA QUALIDADE (IPQ). *NP ENV 1996-1-1 - Eurocódigo 6. Projecto de estruturas de Alvenaria. Parte 1-1: Regras Gerais para Estruturas de Alvenaria Armada e não Armada*. IPQ: Lisboa, 2000.
- [33] ISO, International Organization for Standardization. *ISSO 6892-1:2009 - Metallic materials - Tensile testing- Part 1: Method of test at room temperature*
- [34] JETSJ GEOTECNIA, LDA - Arquivo de imagens e fotografias
- [35] LAMEGO, P. *Avaliação de Técnicas Construtivas Utilizadas na Reabilitação Sísmica de Edifícios em Alvenaria de Pedra*. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil: Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, 2007.
- [36] LANZINHA, J. *Reabilitação de edifícios: metodologia de diagnóstico e intervenção*. Dissertação apresentada na Universidade da Beira Interior para obtenção do Grau de Doutor em Engenharia Civil, 2006.
- [37] LNEC - Informações de interesse geral. Disponível em http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/evol_tipol.html. Acesso em Outubro de 2010.
- [38] LOURENÇO, P. *As Estruturas Murárias: Factores de Comportamento, Estabilidade, Diagnóstico e Intervenção*. Gramáticas da Pedra, G. Casella, CRAT, Porto, p. 272-279, 2003.
- [39] LOURENÇO, P; PAGAIMO, F.; JÚLIO, E. *Caracterização das Paredes de Alvenaria da Vila de Tentúgal*. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (RPEE) N.º 51, 2005.
- [40] LUSO, E; ALMEIDA, M.; LOURENÇO, P. *Humidade em Construções Antigas do Centro Histórico de Bragança*. 1º Encontro Nacional sobre Patologia e Reabilitação de Edifícios. Porto. p.117-126, 2003.
- [41] MAGENES, G.; PENNA, A.; GALASCO, A.; ROTA, M. *Experimental Characterisation of Stone Masonry Mechanical Properties*. 8th International Masonry Conference Dresden 2010, pág. 247-256, Dresden, Germany, 4th to 7th of July 2010.

-
- [42] MELI, R. *Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos*. Fundación ICA, México, 1998.
- [43] MENDES, N.; P. LOURENÇO. *Redução da Vulnerabilidade Sísmica de Edifícios Antigos de Alvenaria*. Fundação para a Ciência e a Tecnologia, 2008.
- [44] MORAIS, H. *Análise Experimental de um Murete de Alvenaria de Pedra Tradicional*. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil: Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Monte de Caparica, Fevereiro de 2011.
- [45] NERO, G.; APPLETON, J.; GOMES, A. *As Argamassas Tradicionais no Parque Edificado de Lisboa: Uma Colaboração para o seu Conhecimento*. 2º Encontro Sobre Conservação e Reabilitação de Edifícios, LNEC, Lisboa, 1994
- [46] OLIVEIRA, D.; LOURENÇO, P., *Experimental Behaviour of Three-Leaf Stone Masonry Walls*. Conference and Brokerage Event The Construction Aspects of Built Heritage Protection, Dubrovnik, Croatia, 14 – 17 October 2006.
- [47] OLYMPUS-FRP - BRIGANTE ENGINEERING GROUP. Disponível em <http://www.olympus-frp.com/2011/07/real-hospice-of-the-poor-in-naples-it/?lang=en>. Acesso em Julho 2011.
- [48] PAULO JONES. Disponível em <http://www.paulojones.com/tecnicas/tabique.php>. Acesso em Fevereiro 2011.
- [49] PICCIRILLI, C. *Consolidamento Critico.Premesse Storico-Strutturali*. Università degli Studi di Roma "La Sapienza". Bonsignori Editore, 1996.
- [50] PINHO, F. *Construções em Alvenaria de Pedra Tradicional. Principais Anomalias e Técnicas de Reabilitação*. Publicação UNIC, Outubro de 2003.
- [51] PINHO, F. *Paredes de Alvenaria Ordinária - Estudo Experimental com Modelos Simples e Reforçados*. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil - Ciências da Construção.: Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Monte de Caparica, Outubro de 2007.
- [52] PINHO, F. *Paredes de Edifícios Antigos em Portugal*. Lisboa: Coleção Edifícios, Nº 8, LNEC, 2008.
- [53] PINHO, F.; BAIÃO, M.; LÚCIO, V. *Técnicas de Consolidação de Paredes de Edifícios Antigos*. 3º Encontro sobre Conservação e Reabilitação de Edifícios, LNEC, Lisboa, Maio de 2003.
- [54] PIRES, P. *Teoria e Prática de Técnicas de Construção, Conservação e Restauro de Edifícios do Século XVIII: estudos sobre uma capela setecentista de Samodães (Lamego)*. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil, Universidade de Trás-Os-Montes e Alto Douro. Vila Real, 2009.
- [55] "PORDATA - Base de Dados de Portugal Contemporâneo." Disponível em <http://www.pordata.pt/Portugal/Edificios+segundo+os+Censos+total+e+por+epoca+de+construcao-93>. Acesso em Outubro de 2010.

- [56] RODRIGUES, M. *Argamassas de Revestimento para Alvenarias Antigas*. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil: Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, 2004.
- [57] RODRIGUES, P. *Análise Experimental de um Murete de Alvenaria de Pedra Tradicional de Grandes Dimensões. Efeito do Confinamento Transversal Contínuo por Fitas Metálicas*. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil: Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Monte de Caparica, Julho de 2011.
- [58] ROQUE, J. *Reabilitação Estrutural de Paredes Antigas de Alvenaria*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade do Minho. Guimarães, 2002.
- [59] ROQUE, J; LOURENÇO, P. *Técnicas de Intervenção Estrutural em Paredes Antigas de Alvenaria*. Construção Magazine, vol. 7, p. 4-10. Outubro 2003.
- [60] SELWITZ, C. *Epoxy Resins in Stone Conservation*. Research in Conservation, nº 7, The Getty Conservation Institute, California, 1992.
- [61] SHASHI, T.; PANKAJ, A. *Seismic Evaluation of Earthquake Resistant and Retrofitting Measures of Stone Masonry Houses*. Department of Earthquake Engineering, University of Roorkee, India, 2000.
- [62] SILVA, J. *Medidas destinadas a evitar o acesso da humidade do terreno às paredes dos edifícios*. Lisboa: LNEC, 1983, CPP 510.
- [63] SILVA, R. *Caracterização Experimental de Alvenaria Antiga: reforço e efeitos diferidos*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade do Minho, 2002.
- [64] SOROUR, M.; DUCHESNE, D.; MUFTI, A.; ELMENSHAWI, A.; PAQUETTE, J.; JAEGER, L.; SHRIVE, N. *Effect of Through-the-Wall Anchors on Multi-Wythe Stone Masonry Walls*. Conservation of Heritage Structures, pág 239-249, Ottawa, Canada, 11-13 August 2010.
- [65] SOUSA COUTINHO, A. *Fabrico e Propriedades do Betão*. Lisboa: Vol. I, 4ª edição, LNEC, 2006.
- [66] STEMPIEWSKI, L.; MÜNICH, C.; URBAN, M.; MESSERVEY, T.; ZANGANI, D.; LIEHR, S.; SASEK, L. *Shaking Table Test of a Two-Storey Stone Masonry Building Reinforced with Multifunctional Textiles*. Conservation of Heritage Structures, pág 71-81, Ottawa, Canada, 11-13 August 2010.
- [67] TAVARES, A. *Reabilitação Urbana - O Caso dos Pequenos Centros Históricos*. Dissertação apresentada na Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa: Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Monte de Caparica, Lisboa 2008.
- [68] TOMAZEVIC, M. *Earthquake-resistant design of masonry bulding*. Series on innovation in structures and construction, vol. 1, London, Imperial College Press, 1999.

-
- [69] VALLUZZI, M.; DA PORTO, F.; CASARIN, F.; MONTEFORTE, N.; MODENA, C. *A Contribution to the Characterization of Masonry Typologies by using Sonic Waves Investigations*. NDTCE'09, Non-Destructive Testing in Civil Engineering, Nantes, France, June 30th – July 3rd, 2009.
- [70] VALLUZZI, M.; DA PORTO, F.; MODENA, C. *Behavior of Multi-leaf Stone Masonry Walls Strengthened by Different Intervention Techniques*. Historical Constructions, Guimarães, 2001.
- [71] VARUM, H.; COSTA, A.; PEREIRA, H.; ALMEIDA, J.; RODRIGUES, H. *Caracterização do Comportamento Estrutural de Paredes de Alvenaria de Adobe*. Revista da Associação Portuguesa de Análise Experimental de Tensões, Vol 15, Pg 23-32, 2008.
- [72] VEIGA, M. R.; AGUIAR, J.; SANTOS SILVA, A.; CARVALHO, F.; CÓIAS E SILVA, V. *Metodologias para a Caracterização e Conservação de Argamassas de Revestimentos de Edifícios Antigos*. Relatório Final do Projecto OLDRENDERS, co-financiado pela Agência de Inovação, Lisboa, Outubro de 2001.
- [73] VEIGA, M. R.; TAVARES, M. *Características das Paredes Antigas. Requisitos dos Revestimentos por Pintura*. Actas do Encontro A indústria das tintas no início do século XXI. APTETTI, Lisboa, Outubro 2002.

Anexo I

SÍNTESE DA CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS UTILIZADOS NA CONSTRUÇÃO DOS MURETES

Neste anexo apresentam-se os resultados obtidos por F. Pinho [51] aquando da caracterização dos materiais utilizados na construção dos modelos experimentais (pedra, areia de rio e de areeiro e cal aérea). Apresenta-se também a caracterização da argamassa de assentamento e da alvenaria dos muretes.

- **Características da pedra**

Em termos de características físicas, os ensaios realizados sobre a pedra calcária permitiram concluir que a sua massa volúmica real é de $2709,4\text{kg/m}^3$, a massa volúmica aparente é de $2490,6\text{kg/m}^3$, enquanto a porosidade aberta é de 8,1% e o índice volumétrico de 0,26.

Relativamente às características mecânicas, este material obteve uma resistência média à compressão de 47,8MPa.

Na tabela I.1 apresenta-se a composição química da pedra.

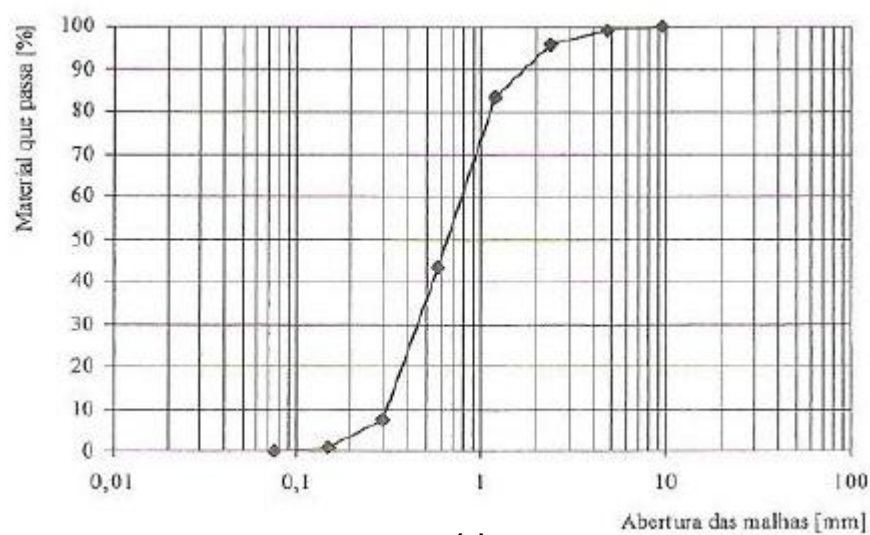
Tabela I.1 - Composição química da pedra calcária [51]

Composto		Valor médio [%]
Óxido de cálcio	CaO	54,91
Dióxido de silício	SiO ₂	0,52
Trióxido de alumínio	Al ₂ O ₃	0,46
Trióxido de ferro	Fe ₂ O ₃	0,12
Óxido de magnésio	MgO	0,33
Óxido de potássio	K ₂ O	0,02
Perda ao fogo ⁽¹⁾	LOI	43,52

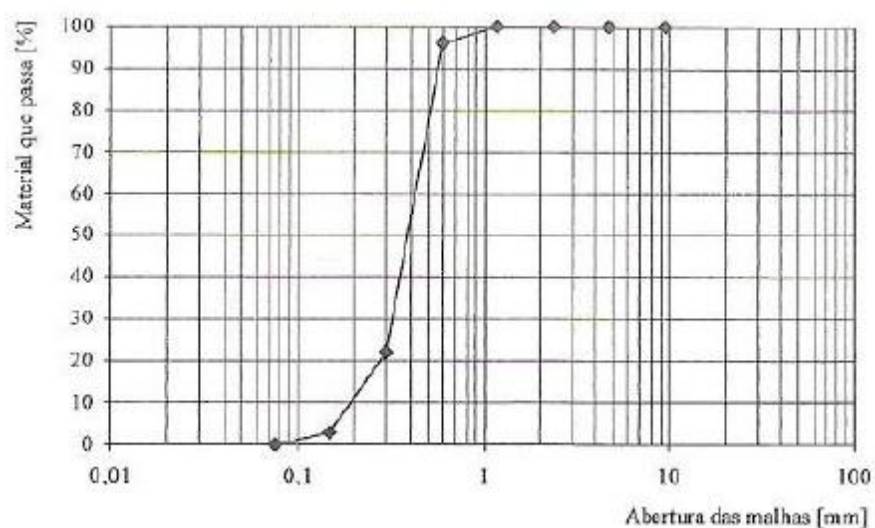
(1) – Em mufla, a 750°C, durante 40 minutos

- **Características das areias (de rio e de areeiro)**

Para melhor conhecer as características de ambas as areias foram realizados ensaios de análise granulométrica, apresentando-se as respectivas curvas granulométricas na fig. I.1. Na tabela I.2 sintetizam-se os resultados obtidos.



(a)



(b)

(a) – curva granulométrica da areia de rio; (b) – curva granulométrica da areia de areeiro

Fig. I.1 - Curvas granulométricas das areias utilizadas na argamassa de assentamento [51]

Tabela I.2 - Análise granulométrica da areia de rio e de areeiro [51]

Características	Areia de rio	Areia de areeiro
Máxima dimensão do agregado (D) [mm]	2,38	0,595
Mínima dimensão do agregado (d) [mm]	0,149	0,149
Módulo de finura	2,7	1,8

Foi também determinada a massa volúmica, a baridade, o volume de vazios e o teor de partículas finas, indicando-se os valores na tabela I.3.

Tabela I.3 - Características físicas das areias [51]

Características		Areia de rio	Areia de areeiro
Massa volúmica [kg/m ³]	a 60 ± 5°C	2631,5	2647,5
	a 105 ± 5°C	2624,9	2647,1
Baridade [kg/m ³]	a 60 ± 5°C	1584,4	1527,3
	a 105 ± 5°C	1584,2	1539,3
Volume de vazios (a 105 ± 5°C) [%]		38,2	39,5
Teor de partículas finas (a 105 ± 5°C) [%]		1,2	7,6

Na tabela I.4 indica-se a composição química dos dois tipos de areia.

Tabela I.4 - Composição química das areias [51]

Composto		Valor médio [%]	
		Areia de rio	Areia de areeiro
Dióxido de silício	SiO ₂	98,00	87,80
Trióxido de alumínio	Al ₂ O ₃	1,70	7,34
Trióxido de ferro	Fe ₂ O ₃	0,11	0,85
Óxido de cálcio	CaO	0,18	0,17
Óxido de magnésio	MgO	0,01	0,09
Óxido de potássio	K ₂ O	0,01	3,39

- **Características da cal aérea**

Realizaram-se ensaios de análise granulométrica e determinação da composição química, cujos resultados médios obtidos indicam-se nas tabelas I.5 e I.6.

Tabela I.5 - Granulometria da cal aérea [51]

Análise [μm]	2	5	10	40	50	80	125	200	315	500
Valor médio (retido) [%]	85,10	57,00	32,60	14,40	12,80	9,23	5,68	2,50	0,54	0,00
Diâmetro médio [μm]	6,07									

Tabela I.6 - Composição química da cal aérea [51]

Composto		Valor médio [%]	Produto
Óxido de cálcio	CaO	73,1	Cal viva
Óxido de magnésio	MgO	0,36	
Trióxido de ferro	Fe ₂ O ₃	0,09	
Trióxido de alumínio	Al ₂ O ₃	0,063	
Dióxido de silício	SiO ₂	0,03	
Óxido de potássio	K ₂ O	0,0217	
Óxido de manganês	Mn ₃ O ₄	0,0075	
Trióxido de enxofre	SO ₃	0,3005	
Perda ao fogo	PAF	25,72	
Dióxido de carbono	CO ₂	1,70	
Enxofre total	S	0,12	
Água a 120°C	H ₂ O 120	0,95	
Cobalto	Co	0,001	
Manganês	Mn	0,0054	
Hidróxido de cálcio	Ca(OH) ₂	93,5	Cal hidratada
Carbonato de cálcio	CaCO ₃	3,86	
Hidróxido de magnésio	Mg(OH) ₂	0,52	
Sulfato de cálcio	CaSO ₄	0,51	

- **Água**

A água utilizada na amassadura da argamassa de assentamento da alvenaria era proveniente da rede pública de abastecimento da Faculdade de Ciências e Tecnologia, através de ligação a uma boca de rega, junto ao local dos trabalhos.

- **Caracterização da argamassa de assentamento**

O traço volumétrico da argamassa utilizada era de 1:3 (cal aérea: areia) sendo as areias de rio e de areeiro utilizadas em partes iguais.

Durante a construção dos modelos experimentais foram retiradas, diariamente, amostras de argamassa em pasta, com as quais se realizaram ensaios de espalhamento e se moldaram provetes, para posteriores ensaios com a argamassa endurecida. Dos ensaios realizados, obteve-se a informação indicada na tabela I.7.

Tabela I.7 - Características físicas e mecânicas da argamassa de assentamento endurecida [51]

Característica		Valor médio	
		Entre as 6 e as 8 semanas	Aos 90 dias
Massa volúmica real [kg/m ³]		2590	2590,1
Massa volúmica aparente [kg/m ³]		1745,8	1742,9
Porosidade aberta [%]		32,6	32,7
Resistência mecânica [MPa]	Compressão ($\sigma_{\text{méd}}$)	-	0,58
	Flexão ($\sigma_{\text{méd}}$)	-	0,30

- **Características da alvenaria dos muretes**

O valor médio obtido da massa volúmica da alvenaria dos muretes foi de 1758kg/m³.

Considerando as percentagens médias de 75% de pedra e 25% de argamassa por m³ de alvenaria, tem-se como estimativa para a massa volúmica aparente “teórica” da alvenaria dos muretes de 2303,5kg/m³.

Relacionando este valor com a massa volúmica média da alvenaria, de 1758kg/m³, obtém-se uma estimativa de “volume de vazios” (médio) da alvenaria de 23,7%.
